



Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CONTROL DE LA RESPUESTA
SISMICA DE EDIFICIOS ALTOS POR
MEDIO DE UN SISTEMA DE
CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS
CONTRA PANDEO

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

GUILLERMO ARMANDO COETO GALAZ

DIRECTOR DE TESIS: **DR. AMADOR TERÁN GILMORE**

MÉXICO, D. F.

DICIEMBRE DE 2008

*Le dedico con mucho cariño este trabajo a mi familia
que siempre me apoyó para continuar con mis estudios,
a mis hermanos Cristina, Claudia y Jorge y en especial
a mis papas Jorge y Luz que me apoyaron en todo momento
y, porque gracias a ellos, esto fue mas sencillo.*

*Agradezco a mis profesores en mis estudios de licenciatura en la UPAEP que con su
vocación y dedicación inculcaron en mí el gusto por la ingeniería:*

*Dr. Manuel Cuatlayotl Sarmiento,
Dr. Victor Manuel Antonio Izarraraz,
Dr. Gerardo López Arciga.*

Al CONACYT por la beca otorgada

*a mis profesores en el Posgrado en la UAM porque siempre mostraron un gran
profesionalismo y gran calidad humana e hicieron de estos dos años en la maestría
una muy grata experiencia:*

*Dr. Danny Arroyo,
Dr. Juan Casillas García de León,
Dr. Alonso Gómez Bernal,
Dra. Consuelo Gómez Soberón,
Dr. Oscar M. González Cuevas,
Dr. Manuel E. Ruiz Sandoval,
Dr. Emilio Sordo Zabay,
Dr. Arturo Tena Colunga,
Dr. Lucio Vázquez Briseño.*

*y muy especialmente a mi profesor y asesor que me contagió su gran pasión por la
ingeniería estructural y que siempre me motivo tanto en sus clases como en el
desarrollo de la tesis para dar lo mejor de mí y que con su paciencia y ayuda hizo
posible la realización de este trabajo:*

Dr. Amador Terán Gilmore

CONTENIDO

RESUMEN.....	1
1 INTRODUCCIÓN.....	2
1.1 CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS EN LA CIUDAD DE MÉXICO.....	2
1.2 SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	4
1.3 CONTRAVIENTOS DESADHERIDOS RESTRINGIDOS CONTRA PANDEO.....	5
1.4 DISEÑO POR DESEMPEÑO	8
1.5 EDIFICIO A DISEÑAR.....	8
1.6 CONTRIBUCIÓN DE LA TESIS	10
2 METODOLOGÍA DE DISEÑO.....	11
2.1 ETAPAS DE DISEÑO POR DESEMPEÑO	11
2.2 ENFOQUE DE DISEÑO	12
2.3 METODOLOGÍA DE PREDISEÑO POR DESEMPEÑO	13
2.3.1 Distorsiones de diseño	16
2.3.2 Desplazamiento de azotea de diseño	17
2.3.3 Periodos Fundamentales de Vibración de Diseño	18
2.3.4 Dimensionado inicial de contravientos y columnas de soporte.....	21
2.3.5 Dimensionado por rigidez de contravientos y columnas de soporte.....	26
2.3.6 Revisión por resistencia	27
3 SISTEMA GRAVITACIONAL.....	30
3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE EDIFICIO	30
3.2 CARGAS GRAVITACIONALES.....	32
3.3 DISEÑO DEL SISTEMA GRAVITACIONAL	33
3.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	37
3.4.1 Modelado	37
3.4.2 Patrón de Cargas Laterales.....	41
3.4.3 Propiedades Mecánicas del Sistema Gravitacional	42
4 SISTEMA DE CONTRAVENTEO	45
4.1 ESPECTROS DE DISEÑO.....	45
4.2 PREDISEÑO POR DESEMPEÑO	52
4.3 DISTORSIONES DE DISEÑO.....	52
4.4 DESPLAZAMIENTOS DE AZOTEA DE DISEÑO.....	53
4.5 PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN DE DISEÑO.....	54

4.6	<i>DIMENSIONADO POR RIGIDEZ DE CONTRAVIENTOS Y COLUMNAS DE SOPORTE</i>	56
4.7	<i>REVISIÓN POR RESISTENCIA</i>	60
4.8	<i>SELECCIÓN DE PERFILES ESTRUCTURALES</i>	64
4.9	<i>DETALLADO SÍSMICO</i>	69
5	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL EDIFICIO CONTRAVENTEADO	72
5.1	<i>CARACTERÍSTICAS A NIVEL GLOBAL</i>	73
5.2	<i>DUCTILIDAD A NIVEL ELEMENTO</i>	78
6	DESEMPEÑO SÍSMICO	81
6.1	<i>ESTADO LÍMITE DE SERVICIO</i>	81
6.2	<i>ESTADO LÍMITE DE SEGURIDAD</i>	84
7	CONCLUSIONES Y FUTUROS TRABAJOS	97
	ANEXOS	99
	<i>Anexo 1, Deducción de Ecuaciones de Rigidez Equivalente de Contravientos y Esfuerzo de Fluencia</i>	99
	<i>Anexo 2, Deducción de Ecuaciones para T_S y T_B</i>	102
	<i>Anexo 3, Deducción de Ecuaciones para A_{CV} y A_{COL}</i>	103
	BIBLIOGRAFÍA	105

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Valores sugeridos para COD	17
Tabla 2.2 Valores Sugeridos para α	18
Tabla 2.3 Valores de m_t/m_T para sistemas a corte	28
Tabla 3.1 Cargas Gravitacionales Máximas y Últimas en Losa	32
Tabla 3.2 Cargas Gravitacionales Máximas y Últimas en Vigas	32
Tabla 3.3 Cargas Gravitacionales Máximas y Últimas en Columnas (por cada nivel)	33
Tabla 3.4 Resumen de Perfiles en Vigas	35
Tabla 3.5 Resumen de Perfiles en Columnas	35
Tabla 3.6 Propiedades de Rigidez de Vigas	40
Tabla 3.7 Propiedades de Resistencia de Vigas	40
Tabla 3.8 Propiedades de Rigidez de Columnas	41
Tabla 3.9 Propiedades de Resistencia de Columnas	41
Tabla 4.1 Registros para Espectros de Diseño Estado Límite de Servicio	46
Tabla 4.2 Sismos Sintéticos para Espectros de Estado Límite de Seguridad	48
Tabla 4.3 Área Iniciales de Contravientos	57
Tabla 4.4 Área Iniciales de Columnas	57
Tabla 4.5 Desplazamientos de Entrepiso a Corte y Flexión	58
Tabla 4.6 Áreas Finales por Rigidez de Contravientos	59
Tabla 4.7 Áreas Finales por Rigidez de Columnas	59
Tabla 4.8 Corrección de Áreas de Contravientos por Resistencia	62
Tabla 4.9 Demanda de Axial en Columnas	63
Tabla 4.10 Áreas Finales de Contravientos y Columnas	63
Tabla 4.11 Selección de Perfiles para Columnas	65
Tabla 4.12 Propiedades de Rigidez de Columnas	66
Tabla 4.13 Propiedades de Resistencia de Columnas	66
Tabla 4.14 Propiedades de Rigidez de Vigas	67
Tabla 4.15 Propiedades de Resistencia de Vigas	67
Tabla 5.1 Ductilidad de Contravientos mas Demandados	78
Tabla 6.1 Desplazamientos Máximos. Sismos Estado Límite de Servicio	83
Tabla 6.2 Distorsiones Máximas. Sismos Estado Límite de Servicio	83
Tabla 6.3 Desplazamientos Máximos. Sismos Estado Límite de Seguridad	85
Tabla 6.4 Distorsiones Máximas. Sismos Estado Límite de Seguridad	85
Tabla 6.5 Rotaciones Mayores a $\theta=0.005$	90
Tabla 6.6 Ductilidad Máxima en Contravientos Nivel 17 a 24 Sismo Sin07	92
Tabla 6.7 Ductilidad Máxima en Contravientos Nivel 1 a 10 Sismo Sin05	94
Tabla 6.8 Ductilidad Máxima de Contravientos. Sismos E. L. Seguridad.	94

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Acelerogramas registrados el 19 de Septiembre de 1985 a) Zona Epicentral; b) Tacubaya (Zona de Lomas); c) SCT (Zona del Lago) Base Mexicana de Sismos Fuertes (2007)2	
Figura 1.2 Espectros de a) Pseudo-aceleración y b) Pseudo-desplazamiento, 3	3
SCT-EO 85. Terán (2003)..... 3	3
Figura 1.3 Espectros de a) Pseudo-desplazamiento y b) Energía Plástica Normalizada, SCT-EO 85. Terán (2003)..... 3	3
Figura 1.4 Entrada de Energía Sísmica y Balance de Energía, Giunco y Mazolani (2002) 4	4
Figura 1.5 Demandas de corte en viga de cruja con contraviento Chevron 5	5
a) Antes de pandeo, b) Después de pandeo 5	5
Figura 1.6 Comportamiento histerético de contravientos, a) Restringido contra Pandeo, Black et al (2002) b) Tradicional, Black et al (1980) 6	6
Figura 1.7 Contraviento desadherido restringido contra pandeo 7	7
Figura 1.8 Detallado de contraviento desadherido..... 7	7
Figura 1.9 a) Planta Estructural. b) Modelo en 3D de Edificio c) Alzado 9	9
Figura 2.1 Esquema de Diseño por desempeño 12	12
Figura 2.2 Comportamiento Esperado para cada Estado Límite 13	13
Figura 2.3 Diagrama de Flujo 14	14
Figura 2.4 Distribución de Fuerzas en Altura 21	21
Figura 2.5 Distribución de Áreas de a) Contravientos y b) Columnas 22	22
Figura 2.6 Equilibrio de fuerzas y compatibilidad de Deformaciones en Marco Contraventeado 22	22
Figura 2.7 a) Modelo a Flexión de Edificio b) Viga Conjugada 24	24
Figura 2.8 Rigidez a Flexión de Diferentes Marcos 25	25
Figura 2.9 Viga conjugada cargada con diagrama de curvatura y con Cargas concentradas equivalentes. 26	26
Figura 2.10 Carga Axial en Columnas 29	29
Figura 2.11 a) Carga Axial en Vigas b) Sección Plana a Flexión 29	29
Figura 3.1 a) Planta Estructural. b) Modelo en 3D de Edificio 30	30
Figura 3.2 Alzado a) Marco Eje 1, 2, 6 y 7. b) Marco Eje 3, 4 y 5..... 31	31
Figura 3.3 Distribución de Cargas en Marco 32	32
Figura 3.4 Planta Estructural y Alzado Marco Gravitacional 33	33
Figura 3.5 a) Diagramas de Momentos Flexionantes b) Diagramas de Cortantes..... 34	34
Figura 3.6 Diagramas de Carga Axial en Columnas 35	35
Figura 3.7 Perfiles en Marco Gravitacional a) Columnas b) Vigas 36	36
Figura 3.8 Secciones Transversales de Vigas 36	36
Figura 3.9 Secciones Transversales de Columnas..... 37	37
Figura 3.10 Comportamiento No lineal de Vigas..... 38	38
Figura 3.11 Comportamiento No lineal de Viga-Columna a) Momento-Curvatura b) Interacción Axial-Flexión 38	38
Figura 3.12 Sección compuesta de Viga. Momento Positivo 39	39
Figura 3.13 Sección compuesta de Viga. Momento Negativo 39	39
Figura 3.14 Patrón de Carga Lateral en <i>Análisis Estático No Lineal</i> 42	42
Figura 3.15 Curva Cortante Basal vs. Desplazamiento de Azotea Marco Gravitacional..... 43	43
Figura 3.16 Formación de Articulaciones Plásticas a $\delta_{TOTAL} = 72\text{cm}$ 43	43
Figura 3.17 Desplazamientos de Entrepiso. Empujón Marco Gravitacional 44	44
Figura 3.18 Distorsiones de Entrepiso. Empujón Marco Gravitacional..... 44	44
Figura 4.1 Sismos de Servicio 45	45
Figura 4.2 Espectros de Respuesta y de Diseño de Desplazamiento, Estado Límite de Servicio 46	46
Figura 4.3 Espectros de Respuesta y de Diseño de Aceleraciones, Estado Límite de Servicio 47	47

Figura 4.4 Sismo Semilla (SCT-EW-89).....	47
Figura 4.5 Sismos Sintéticos	48
Figura 4.6 Espectros de Respuesta de Desplazamientos, E. L. de Seguridad, a) $\mu=1$, b) $\mu=2$ c) $\mu=4$	49
Figura 4.7 Espectros de Respuesta de Aceleraciones, E. L. de Seguridad, a) $\mu=1$, b) $\mu=2$ c) $\mu=4$	50
Figura 4.9 Espectro de Diseño de Aceleraciones, Estado Límite de Seguridad	51
Figura 4.10 Obtención de Periodo Total, Estado Límite de Servicio	54
Figura 4.11 Obtención de Periodo Total, Estado Límite de Seguridad.....	55
Figura 4.12 Obtención de c de Espectro de Aceleraciones. E. L. de Servicio.....	60
Figura 4.13 Obtención de c de Espectro de Aceleraciones. E. L. de Seguridad	61
Figura 4.14 Perfiles de Columnas en Marco Contraventeado	64
Figura 4.15 Secciones Transversales Columnas en Sistema de Contravientos	65
Figura 4.16 Perfiles de Vigas en Marco Contraventeado	68
Figura 4.17 Secciones Transversales Vigas en Sistema de Contravientos	68
Figura 4.18 Áreas de Contravientos.....	69
Figura 5.1 Comportamiento No lineal de Contraviento	72
Figura 5.2 Modelo de Edificio en 2D	73
Figura 5.3 Curva V_b vs d_{azotea} Modelo 1	74
Figura 5.4 Desplazamientos de Entrepiso. Modelo 1.....	74
Figura 5.5 Distorsiones de Entrepiso. Modelo 1	75
Figura 5.6 Áreas de Contravientos, Ajuste en <i>Análisis Estático No Lineal</i>	76
Figura 5.7 Curva V_b vs d_{azotea} , Modelo 2.....	76
Figura 5.8 Desplazamientos de Entrepiso. Modelo 2.....	77
Figura 5.9 Distorsiones de Entrepiso. Modelo 2	77
Figura 5.10 Curva Fuerza vs. Deformación de Contravientos Nivel 1 a 10.....	80
Figura 6.1 Modelo de Edificio para Análisis Dinámico Paso a Paso.....	81
Figura 6.2 Envolvente de desplazamientos laterales, Estado límite de servicio	82
Figura 6.3 Envolvente de distorsiones, Estado límite de servicio	82
Figura 6.4 Desplazamientos Máximos de Entrepiso. Sismos de Seguridad	84
Figura 6.5 Distorsiones Máximas de Entrepiso. Sismos de Seguridad	84
Figura 6.6 Desplazamientos Máximos de Azotea en A. Dinámico vs. Curva A. <i>Estático No Lineal</i>	86
Figura 6.7 Envolvente Articulaciones Plásticas. Sismo Sin05	87
Figura 6.8 Envolvente Articulaciones Plásticas. Sismo Sin07	88
Figura 6.9 Envolvente Articulaciones Plásticas, $\theta>0.005$. Sismos Seguridad	89
Figura 6.10 Histéresis Contravientos Nivel 17 a 24 Sismo Sin07.....	91
Figura 6.11 Histéresis Contravientos Nivel 1 a 10 Sismo Sin05.....	93
Figura 6.12 Contravientos que Fluyen en Sismos E. L. Seguridad.	95
Figura A.1.1 Longitud de Contraviento entre nodos y longitud de Zona de Fluencia.....	99
Figura A.1.2 Desplazamiento de Fluencia, Δ_y	101
Figura A.1.3 Contraviento Equivalente	101
Figura A.2.1 Sistema en Serie	102

LISTA DE SÍMBOLOS

$()^{SER}$	Estado límite de Servicio
$()^{SEG}$	Estado límite de Seguridad
A_{CV}	Áreas corregidas de contravientos
A_{COL}	Áreas corregidas de columnas
$(A_{CV})_{inicial}$	Áreas propuestas inicialmente de contravientos
$(A_{COL})_{inicial}$	Áreas propuestas inicialmente de columnas
b_e	Ancho efectivo de losa que trabaja en conjunto con la sección de acero
$(DE_{COR})_y$	Distorsión de fluencia
DE_{COR}	Distorsión máxima a cortante permitida
E	Módulo de elasticidad del acero.
E_i	Energía de entrada que la excitación introduce en la estructura
E_k	Energías cinética que almacena la estructura
E_s	Energía de deformación elástica que almacena la estructura
E_v	Energía disipada por amortiguamiento viscoso
E_h	Energía disipada por comportamiento plástico
$El_{post-elástica}$	Rigidez a flexión posterior a la fluencia, Pendiente post-elástica
$El_{elástica}$	Rigidez a flexión anterior a la fluencia, Pendiente elástica
F_i	Fuerza lateral en el entrepiso i
f	Fuerza axial en el contraviento
$(f_{CV})_y$	Esfuerzo de fluencia de los contravientos
H	Altura total de la edificación
i	i -ésimo entrepiso
I_x	Momento de inercia de la sección de acero
I_{xprom}	Promedio de las inercias positiva y negativa
$I_{bReducida}$	El momento de inercia reducido considerando la flexibilidad de la conexión
j	j -ésimo entrepiso donde se revisa la resistencia de la columna
k_{COR}	Rigidez lateral del contraviento sin considerar zona rígida
k_{EQ}	Rigidez lateral que aporta el contraviento al entrepiso considerando zona rígida y conexión.
K_θ	La rigidez rotacional de la conexión viga columna.
L	Longitud total del contraviento
L_b	El claro de la viga
$M_{y(+)} \text{ y } M_{y(-)}$	Los momentos de fluencia positivo y negativo, respectivamente, que consideran la contribución de la losa
M_{CE}	Es el momento resistente esperado para el cálculo de la rigidez de la conexión viga-columna.
m_1 / m_T	El cociente de la masa correspondiente al primer modo y la masa total
n	Número total de pisos
N	Número de contravientos por entrepiso
P_g	Axial inducido por cargas gravitacionales
P_R	La resistencia axial a compresión de la columna.
P_u	Carga Axial última en la columna
Q	Factor de Comportamiento Sísmico
R_{ys}	Factor de sobrerresistencia asociado al acero con que se fabrican los contravientos.
$(S_D)_{FLX}$	Pseudo-desplazamiento flexión
$(S_D)_{COR}$	Pseudo-desplazamiento corte
S_A	Pseudo-aceleración

S_D	Pseudo-desplazamiento
S_R	Factor de sobrerresistencia
T_T	Periodo del edificio
T_{COR}	Periodo de diseño a corte
T_{FLX}	Periodo de diseño a flexión
$(T_T)_{DISEÑO}$	Periodo Total de diseño
$(T_{COR})_{INICIAL}$	Periodo inicial a corte
$(T_{FLX})_{INICIAL}$	Periodo inicial a flexión
$(T_{COR})_{OBJ}$	Periodo de diseño a corte objetivo
$(T_{FLX})_{OBJ}$	Periodo de diseño a flexión objetivo
V	Cortante de entrepiso
V_b	Cortante basal
$(V_b)_{DISEÑO}$	Cortante basal de diseño
W	El peso total del edificio
z_i	Altura del i -ésimo entrepiso medida desde el nivel del suelo.
α	La relación entre la pendiente post-fluencia y la pendiente elástica.
α_{COR}	El factor de corrección asociado a comportamiento puramente a corte.
α_{FLX}	El factor de corrección asociado a comportamiento puramente a flexión.
δ_u	Desplazamiento de azotea último
δ_y	Desplazamiento de azotea al inicio de la fluencia.
δ_{COR}	Desplazamiento máximo de azotea permitido por corte
Δ_L	El desplazamiento lateral del entrepiso.
δ_T	Desplazamiento de azotea máximo total permitido
δ_{COR}	Desplazamiento máximo de azotea asociado a corte.
δ_{FLX}	Desplazamiento máximo de azotea asociado a flexión
δ_{AX}	Deformación axial del contraviento
μ_{max}	Ductilidad máxima
μ	Ductilidad de sistemas elasto-plásticos
μ_{CV}	Ductilidad desarrollada por el sistema de contravientos en todo el edificio.
μ_{CV}^{ENT}	Ductilidad desarrollada por los contravientos en un entrepiso
ξ	Porcentaje de amortiguamiento crítico.
θ	Ángulo de inclinación del contraviento medido con respecto a la horizontal.

RESUMEN

Esta tesis propone una metodología de prediseño por desempeño para edificios altos rigidizados con un sistema de contravientos desadheridos restringidos contra pandeo. Se considera un edificio que soporta el 100% de sus cargas verticales mediante marcos momento-resistentes con detallado no dúctil, y el 100% de las cargas laterales debidas a sismo por medio del sistema de contraventeo. El control de daño en los sistemas gravitacional, de contraventeo y no estructural, se plantea a partir del control de los desplazamientos laterales globales de corte y flexión de la edificación. Se consideran explícitamente dos estados límite: servicio y seguridad de vida.

La aplicación de la metodología se ilustra para un edificio de acero de 24 pisos desplantado en la Zona del Lago del D.F. A partir de los resultados arrojados por una serie de análisis no lineales, tanto estáticos como dinámicos, se concluye que la metodología da lugar a un nivel de diseño sísmico adecuado.

El material contenido en esta tesis se organiza en ocho capítulos:

- El **capítulo 1** presenta un panorama de las características de las excitaciones sísmicas generadas en la Zona del Lago del D.F. En función de las mismas, se discuten las razones por las que se considera atractivo utilizar sistemas disipadores de energía para el control de la respuesta sísmica.
- El **capítulo 2** establece la filosofía y objetivos de diseño para el edificio de 24 pisos, y presenta la metodología propuesta para su prediseño por desempeño. Se aportan detalles de las bases teóricas requeridas para plantear el modelo simple equivalente utilizado para el dimensionado del sistema de contravientos.
- El **capítulo 3** aporta detalles del edificio de 24 pisos. Entre estos, se incluye la estructuración, geometría, cargas, ubicación dentro de la Zona del Lago, etc. Además, se presenta el diseño del sistema gravitacional del edificio de 24 pisos, constituido por una serie de marcos momento-resistentes de acero. A partir de un análisis no lineal estático de dicho sistema, se establecen parámetros de diseño para el sistema de contraventeo.
- El **capítulo 4** aplica la metodología propuesta al dimensionado del sistema de contraventeo. La aplicación ilustra el planteamiento y cuantificación de los objetivos de diseño, así como el dimensionado basado en conceptos de desempeño del sistema de contraventeo.
- El **capítulo 5** evalúa las características mecánicas globales del edificio de 24 pisos mediante un análisis estático no lineal. Se discute la congruencia entre las propiedades estructurales globales de la edificación y aquellas consideradas durante el prediseño del edificio.
- El **capítulo 6** estima el desempeño sísmico del edificio, y evalúa la efectividad del sistema de contravientos para controlar la respuesta global y local de la estructura de acuerdo a los objetivos de diseño.
- El **capítulo 7**, que presenta las conclusiones de este trabajo, enfatiza que la aplicación de la metodología propuesta ha dado lugar a una estructura capaz de controlar su respuesta dentro de umbrales congruentes con los objetivos de diseño.

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Características Sísmicas en la Ciudad de México

El 19 de Septiembre de 1985 ocurrió un sismo de magnitud 8.1 con epicentro en Zacatula, en la costa sur de Michoacán. Este evento sísmico, derivado de un fenómeno de subducción, causó grandes daños en la Ciudad de México, ubicada a cientos de kilómetros (350km) de la zona epicentral.

La Figura 1.1 muestra acelerogramas registrados durante este evento, tanto en la zona epicentral (Estación Zacatula), como en la Ciudad de México (Estaciones Tacubaya y SCT, ubicadas en las Zonas de Lomas y del Lago, respectivamente). Puede observarse como el suelo ubicado en la Zona del Lago amplifica las aceleraciones y la duración del evento con respecto a la Zona de Lomas. Mientras que en la última se registró una duración de 30 seg., la Zona del Lago generó un movimiento con duración de 180 seg.

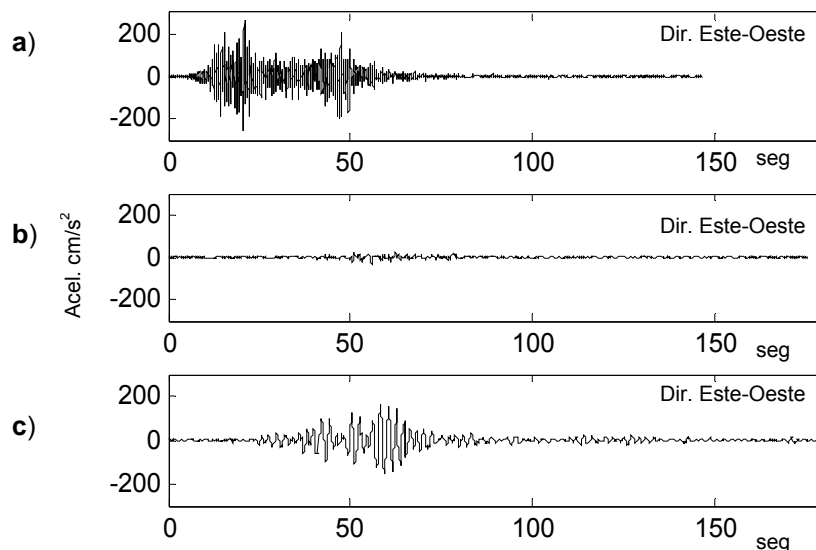


Figura 1.1 Acelerogramas registrados el 19 de Septiembre de 1985 a) Zona Epicentral; b) Tacubaya (Zona de Lomas); c) SCT (Zona del Lago) Base Mexicana de Sismos Fuertes (2007)

Las características de los suelos ubicados en la Zona del Lago pueden dar lugar a movimientos del terreno que demandan niveles muy elevados de aceleración y desplazamiento lateral. La Figura 1.2 muestra espectros de pseudo-aceleración (S_a) y pseudo-desplazamiento (S_d) para el registro SCT-EO y un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5%. Los espectros incluyen ductilidades máximas (μ) de 1 y 3 de sistemas elasto-plásticos. Puede observarse en la Figura 1.2a la gran amplificación de aceleración para sistemas elásticos con periodos cercanos al periodo dominante de la excitación, que en este caso es de 2 seg. Los sistemas con μ de 3 y ubicados en la zona de máxima amplificación elástica no exhiben valores particularmente altos de pseudo-aceleración. Algo similar puede concluirse a partir de los espectros de pseudo-desplazamiento resumidos en la Figura 1.2b. De hecho, los espectros de S_d incluidos en la Figura 1.3a sugieren que la demanda de desplazamiento lateral en los sistemas es bastante

uniforme en la zona de máxima amplificación elástica, y relativamente independiente del periodo y la ductilidad desarrollada por los mismos. El panorama ofrecido por los espectros de S_a y S_d puede ser engañoso si no se consideran además las demandas de energía plástica (demandas acumuladas de comportamiento plástico), las cuales pueden llevar a las estructuras a fallar a niveles de deformación sustancialmente menores a lo indicado por su capacidad de deformación última. Note, en la Figura 1.3b, el incremento sustancial en las demandas de energía plástica acumulada conforme el periodo del sistema se aproxima al periodo dominante de la excitación, y conforme se incrementa la ductilidad máxima que desarrolla.

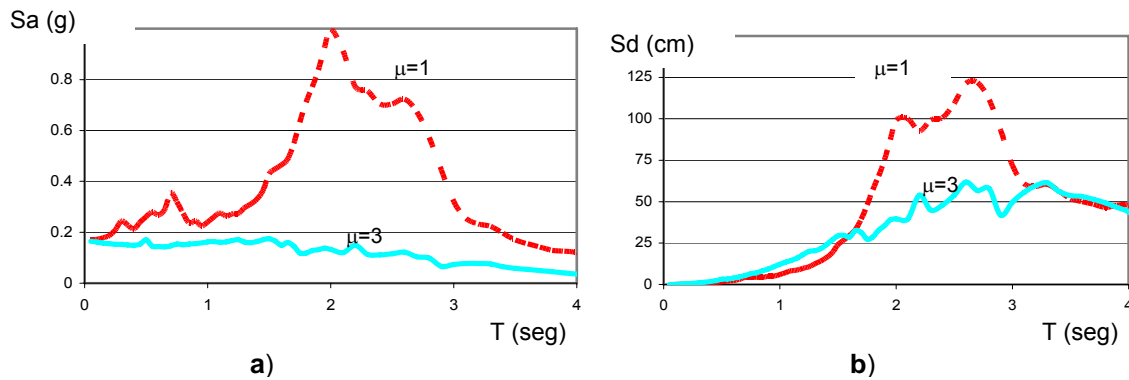


Figura 1.2 Espectros de a) Pseudo-aceleración y b) Pseudo-desplazamiento, SCT-EO 85. Terán (2003)

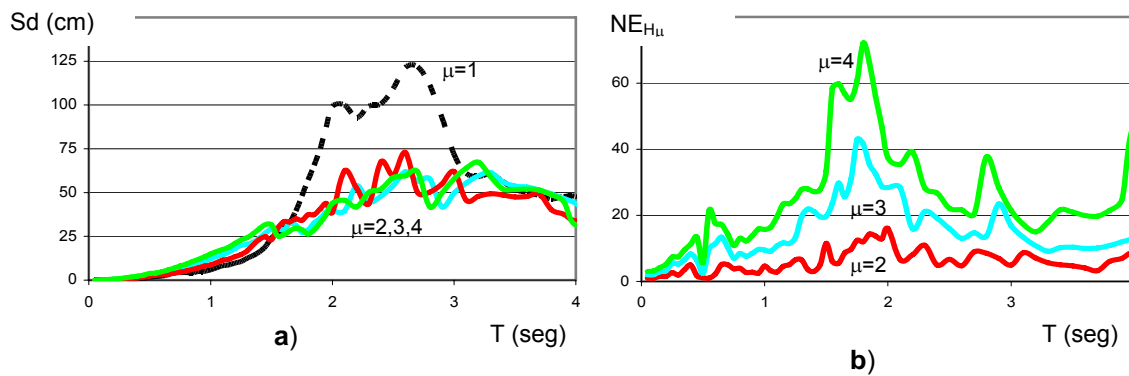


Figura 1.3 Espectros de a) Pseudo-desplazamiento y b) Energía Plástica Normalizada, SCT-EO 85. Terán (2003)

Además de lo anterior, los periodos de recurrencia relativamente bajos observados para los movimientos sísmicos intensos generados en la Zona del Lago, resultan preocupantes dada la posibilidad de acumulación de daño en la estructura a través de diferentes eventos. Lo anterior puede resultar en degradaciones excesivas de rigidez, resistencia, y capacidad de deformación de las estructuras. Los intentos por considerar de manera directa durante el diseño sísmico las demandas de energía han conducido, para la Zona del Lago, a diseños de estructuras muy caras, que exhiben elementos muy robustos y, en el caso de estructuras de concreto reforzado, altos contenidos de acero de refuerzo. (Terán y Sánchez 2005, Terán y Simón 2006)

Las particularidades de la Zona del Lago de la Ciudad de México, aunadas a la baja eficiencia que resulta de considerar de manera explícita las demandas de energía durante el diseño

sísmico de sistemas estructurales tradicionales, fomentan el uso de sistemas innovadores, capaces de controlar de manera económica y razonable, la respuesta dinámica de las estructuras.

1.2 Sistemas de Disipación de Energía

La energía de entrada que una excitación sísmica introduce a un sistema sismorresistente puede almacenarse y disiparse de cuatro formas, Uang y Bertero (1999):

$$E_i = E_k + E_s + E_v + E_h \quad (1.1)$$

Donde E_i es la energía de entrada que la excitación introduce en la estructura; E_k y E_s son la energías cinética y de deformación elástica, respectivamente, que almacena la estructura; y E_v , y E_h son las energías disipadas por amortiguamiento viscoso y comportamiento plástico, respectivamente.

Al inicio de un sismo, la estructura almacena un alto porcentaje de la energía de entrada a través de su deformación elástica y movimiento (energía cinética); y disipa el resto a partir de su amortiguamiento. Conforme aumenta la intensidad de la excitación sísmica, el porcentaje de energía disipado por amortiguamiento no es suficiente, de tal manera que empieza a disiparse energía a través del comportamiento no lineal de los elementos estructurales (lo que produce daño estructural). Esto se ilustra en la Figura 1.4 donde se muestra la evolución del balance energético de una estructura sismorresistente conforme transcurre la excitación sísmica.

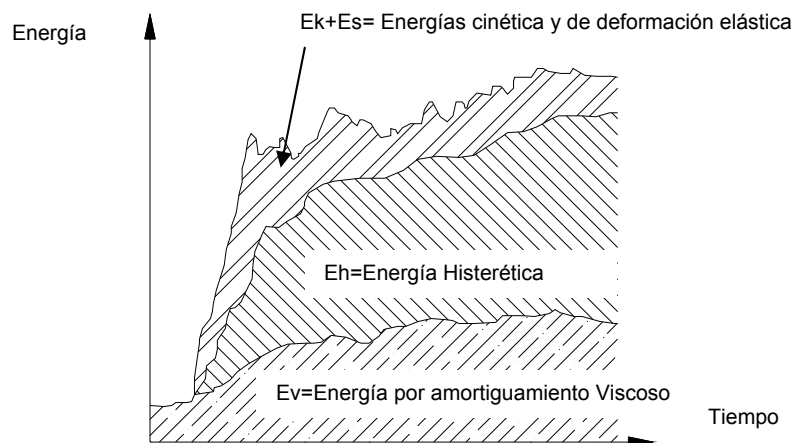


Figura 1.4 Entrada de Energía Sísmica y Balance de Energía, Giunco y Mazolani (2002)

Un diseño sísmico que fomente que las estructuras disipen la energía total de entrada a través de su amortiguamiento natural resulta antieconómico, ya que un muy elevado porcentaje de la energía debe almacenarse de manera elástica. Debido a lo anterior, tradicionalmente se ha recurrido a utilizar el comportamiento no lineal de los elementos estructurales para disipar energía, lo que resulta en daños estructurales que ponen en riesgo la estabilidad de las estructuras así como en costos de reparación muy elevados. Vale la pena mencionar que en algunos casos, el alto porcentaje de energía almacenado a través del movimiento de la estructura resulta además en daños excesivos en elementos no estructurales y contenidos y, por tanto, en la inoperabilidad de la estructura por largo tiempo después de la ocurrencia del fenómeno sísmico.

A raíz de sismos intensos, como los de Michoacán 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995, que han causado grandes pérdidas económicas y humanas, se ha planteado la conveniencia de utilizar sistemas innovadores que sean capaces de complementar y minimizar la disipación de energía histerética en los elementos estructurales encargados de bajar la carga gravitacional, Wada Huang, Bertero (2004). Entre los planteamientos más prometedores se encuentra el uso de sistemas de control, que pueden clasificarse según el tipo de control que ofrecen en: A) Activos, B) Semiactivos y C) Pasivos.

En resumen, los sistemas de control activo y semiactivo ajustan sus propiedades estructurales en función de la respuesta dinámica de la estructura. Como contraparte, los sistemas pasivos no tienen esa capacidad. Dentro de los sistemas de control pasivo se encuentran los sistemas de aislamiento sísmico, sistemas de masa resonante y los de absorción y/o disipación de energía. En cuanto a los últimos, el control de la respuesta se fomenta a través de: 1) Aumentar el amortiguamiento en la estructura, lo que maximiza E_v y reduce E_h (disipadores viscosos o visco-elásticos); y 2) Incrementar sustancialmente E_h a través de colocar fusibles estructurales intercambiables que se dañen de manera controlada (dispositivos solera, ADAS, contravientos desadheridos restringidos contra pandeo, etc.).

1.3 Contravientos Desadheridos Restringidos Contra Pandeo

Aunque los sistemas de contraviento tradicionales aportan a la estructura sismorresistente una gran resistencia y rigidez lateral de manera económica, su comportamiento ante carga cíclicas no suele ser satisfactorio. Ni siquiera los detallados y recomendaciones de diseño más modernos han sido capaces de controlar siempre el daño estructural excesivo en este tipo de sistemas cuando se les sujeta a excitaciones sísmicas severas, Bertero et al (1994)

La debilidad estructural de un contraviento se presenta cuando este debe acomodar esfuerzos o deformaciones importantes de compresión. Por lo general, las relaciones de esbeltez usadas en la práctica resultan en el pandeo del contraviento, de tal manera que su resistencia a compresión suele ser mucho menor que aquella correspondiente a tensión. Además de la degradación inaceptable de los ciclos de histéresis de los contravientos, lo anterior puede resultar, como muestra la Figura 1.5, en un desequilibrio de las componentes verticales de los contravientos.

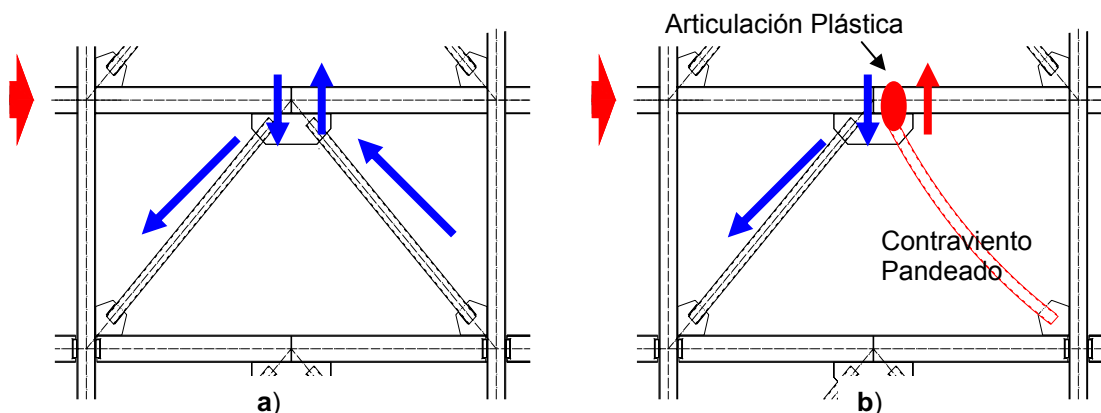


Figura 1.5 Demandas de corte en viga de crujía con contraviento Chevron
a) Antes de pandeo, b) Después de pandeo

Desde principios de los años ochenta se han desarrollado contravientos, llamados contravientos desadheridos restringidos contra pandeo (Buckling Restrained Braces), capaces de exhibir un comportamiento estable a compresión y tensión. Debido a lo anterior, dichos contravientos son capaces de alcanzar ductilidades muy altas, y exhibir ciclos histeréticos amplios, estables y simétricos (Figura 1.6).

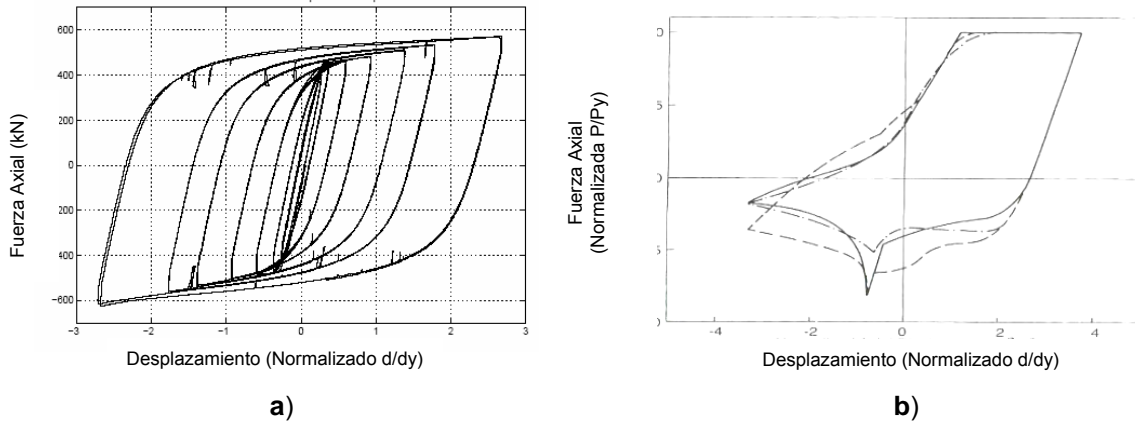


Figura 1.6 Comportamiento histerético de contravientos, a) Restringido contra Pandeo, Black et al (2002) b) Tradicional, Black et al (1980)

Nippon Steel, empresa japonesa, desarrolló y patentó un sistema de contravientos desadheridos que se ha utilizado ampliamente en Japón y otros países. Aunque diferentes empresas han desarrollado otros sistemas similares, los altos costos de las patentes hacen muy difícil su uso en México. Recientemente existen esfuerzos en la Universidad Autónoma Metropolitana por desarrollar e implantar sistemas de contravientos desadheridos en México. Terán y Virto (2006).

El principio en que se basa un contraviento restringido contra pandeo consiste en aportar dicha restricción al núcleo del contraviento a través de encamisarlo con un perfil tubular de acero relleno de un material confinante (mortero o concreto). Para evitar que la capacidad de compresión del contraviento sea mayor que su capacidad a tensión, se aplica un material desadherente al núcleo para eliminar o reducir la transferencia de esfuerzos con el material confinante. Con este fin se han usado diferentes materiales, tal como pinturas asfálticas, vinilos, caucho, silicón, teflón y combinación de los anteriores. El agente desadherente debe: A) Evitar la transferencia de esfuerzos por fricción; B) Proporcionar suficiente espacio libre para la expansión del núcleo cuando éste trabaje a compresión; C) Evitar el deslizamiento de la camisa y material confinante cuando el núcleo trabaje a tensión; y D) Ser de fácil adquisición y aplicación. Vale la pena resaltar que a pesar de que se logre una desadherencia completa, la resistencia a compresión del contraviento desadherido siempre es un poco mayor que la correspondiente a tensión (efecto de Poisson). La Figura 1.7 ilustra esquemáticamente el concepto de contraviento desadherido.

La Figura 1.8 ofrece un detalle típico de las tres zonas que conforman al contraviento desadherido. La primera zona, denotada “no fluencia no soportada” se ubica en la conexión del contraviento con la placa de soporte del marco. Esta zona no se restringe contra pandeo mediante la camisa, de tal manera que debe diseñarse para que no se pandee a compresión y no fluya a tensión. La segunda zona, denotada “no fluencia soportada”, constituye una transición entre la zona de conexión y el núcleo del contraviento, de tal manera que su área transversal es mayor que la del núcleo para evitar su fluencia. La tercera zona, denotada “zona de fluencia” debe concentrar la plasticidad del contraviento, de tal manera que se encuentra

totalmente restringida por la camisa y desadherida del material confinante. (Uang y Nakashima (2004))

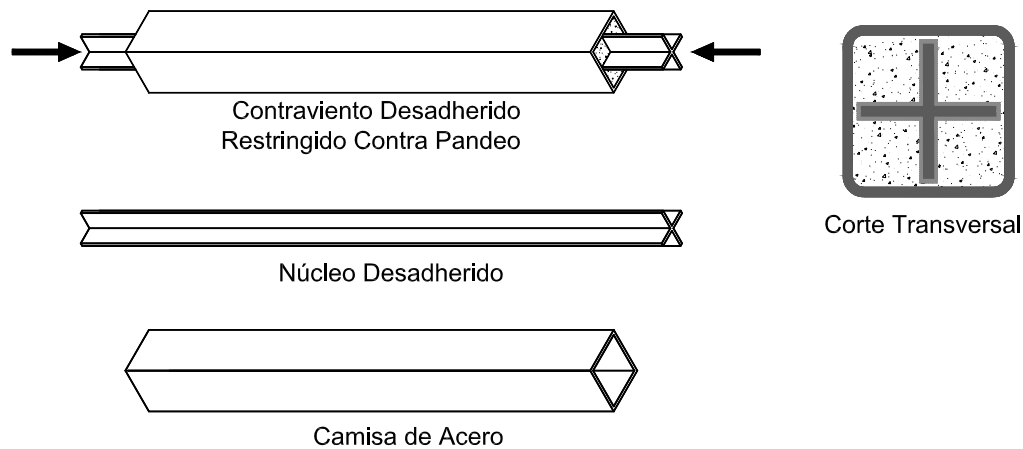


Figura 1.7 Contraviento desadherido restringido contra pandeo

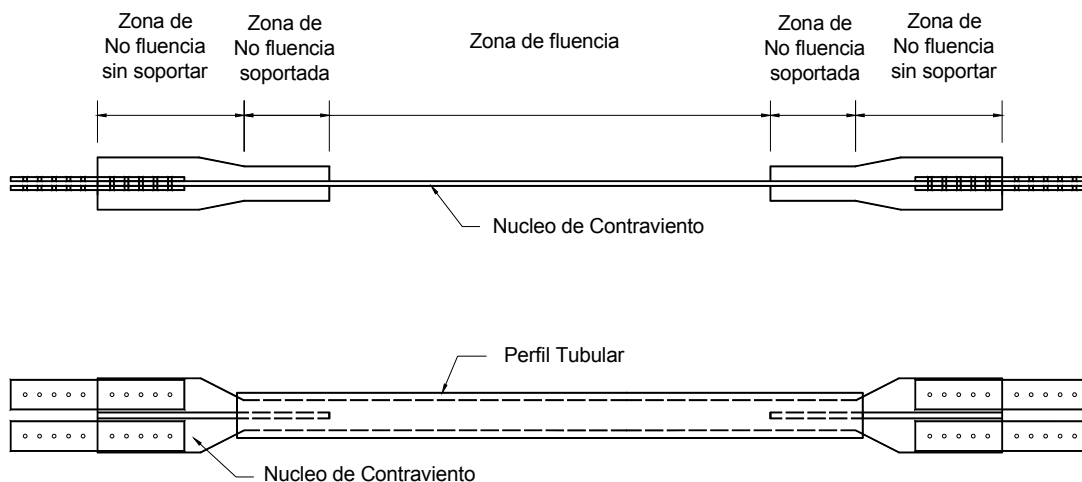


Figura 1.8 Detallado de contraviento desadherido

Algunos inconvenientes del uso de los contravientos desadheridos son que se requiere un control estricto en la fabricación del acero del núcleo para lograr un esfuerzo de fluencia específico, al no ser un sistema autocentrante puede tener deformaciones residuales grandes ante sismos severos, no existen aun criterios para la detección de daños y reemplazo de estos contravientos, Uang y Nakashima (2004)

Es importante resaltar que el diseño de la conexión es de gran relevancia, ya que dicha zona debe permanecer elástica y rigidizar lo suficiente los extremos de los contravientos para evitar su pandeo local. De lograrse esto, la rehabilitación del sistema de contravientos se reduce al reemplazo de los contravientos que exhiban comportamiento plástico de importancia.

1.4 Diseño por Desempeño

El enfoque de diseño por desempeño acoge a nivel mundial a la gran mayoría de las nuevas propuestas para el diseño sísmico. Algunos de sus conceptos, que ya han sido implantados en algunos códigos y requerimientos actuales de diseño sísmico, proveen un marco más racional para plantear el diseño sísmico. Dentro del contexto del diseño por desempeño, las características mecánicas deben suministrarse a una estructura de manera que, dentro de límites técnicos y económicos aceptables, sean capaces de controlar y acomodar su respuesta dinámica dentro de umbrales congruentes con el nivel de daño aceptable. En particular, el control del daño estructural y no estructural requiere del control de la distorsión máxima de entrepiso. En cuanto al daño en instalaciones y contenidos, puede llegar a ser necesario plantear el control de las demandas de velocidad y aceleración de entrepiso, Wada, Huang y Bertero (2004).

Acorde al Comité Visión 2000 (SEAO 1995), el proceso general de diseño por desempeño consta de tres fases:

1. **Fase Conceptual.** Se establecen los objetivos de diseño para los sistemas estructural y no estructural, y para el contenido. Acorde a la sismicidad del sitio y las características del suelo, se define de manera conceptual el sistema estructural, material estructural, tipo de cimentación, así como las características del sistema no estructural y su conexión a la estructura.
2. **Fase Numérica.** Consta de tres pasos: Prediseño Global, Prediseño Local y Revisión final del diseño.
3. **Implantación.** Consta de tres pasos: Revisión detallada e independiente del diseño, supervisión durante la construcción y mantenimiento durante la vida útil de la estructura.

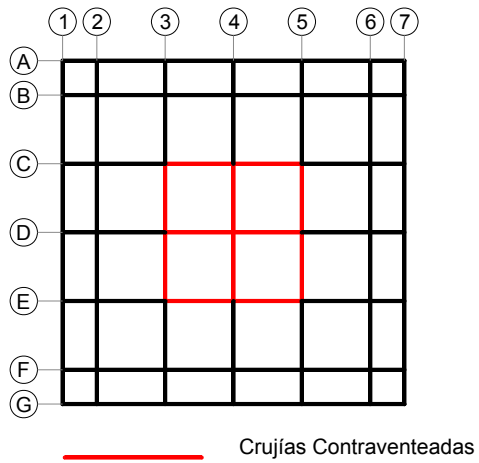
La metodología de diseño sísmico introducida en esta tesis se enmarca dentro del planteamiento que para el diseño por desempeño ha desarrollado el Comité Visión 2000, particularmente dentro de las etapas de *Prediseño Global* y de *Prediseño Local* de la Fase Numérica.

1.5 Edificio a Diseñar

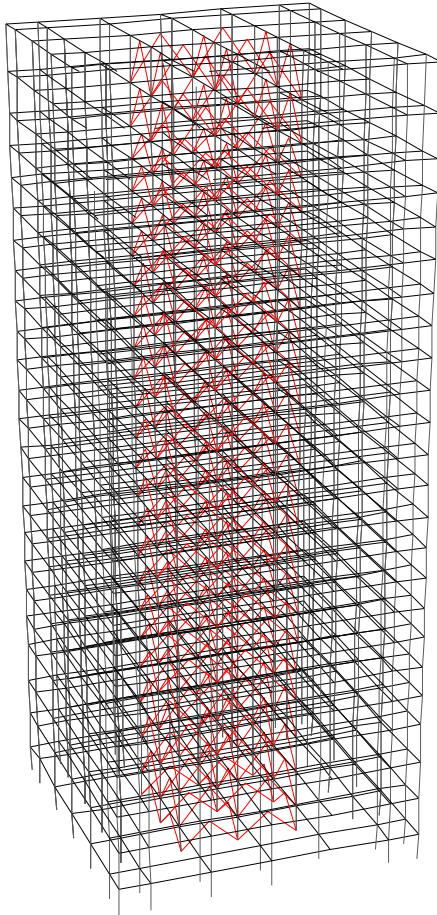
La metodología propuesta en esta tesis se aplicó al diseño de un edificio de 24 niveles con dimensiones en planta de 45 m por 45 m. La altura total del edificio es de 114.8 m. Las alturas de entrepiso son de 4.5 m, excepto en los 4 niveles inferiores que exhiben alturas de 4.0, 5.65, 5.65 y 6.0 m, y en los dos últimos entrepisos, con alturas de 6.0 y 6.5 m.

Conforme se muestra en la Figura 1.9, el sistema gravitacional consta de 7 marcos en cada una de las direcciones principales de análisis. El sistema sismorresistente consta de un sistema de contravientos con configuración chevron ubicado en los tres marcos centrales del edificio. El uso del edificio es para oficinas (Grupo B) y se localiza en la Zona IIIB de la Ciudad de México.

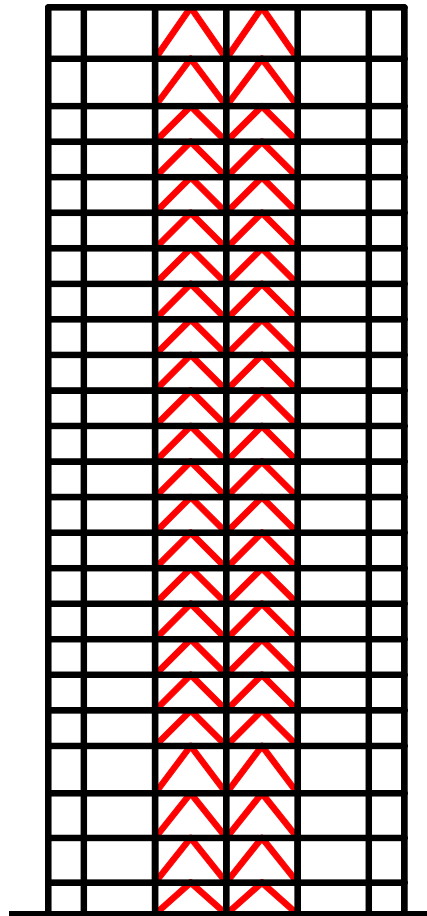
Vale la pena mencionar que la configuración estructural que se muestra es muy similar a la de un edificio existente estructurado con base en marcos y un sistema de contravientos tradicionales. Dado que la continuación del trabajo que se presenta en esta tesis pretende comparar el desempeño sísmico del edificio real y de la versión resuelta con contravientos desadheridos, la distribución espacial de contravientos mostrada en la Figura 1.9 corresponde a la distribución en el edificio original.



a)



b)



c)

Figura 1.9 a) Planta Estructural. b) Modelo en 3D de Edificio c) Alzado

1.6 Contribución de la Tesis

Este trabajo representa la continuación de una serie de esfuerzos por desarrollar en México un sistema pasivo de disipación de energía basado en el uso de contravientos restringidos contra pandeo. Se extiende el alcance de un trabajo previo que ha planteado una metodología de prediseño por desempeño para un sistema de contravientos desadheridos para estructuras de baja altura, Terán y Virto (2006).

La metodología aquí propuesta incorpora, además de la componente de deformación global a corte, el efecto de la componente de deformación global a flexión, de tal manera que puede aplicarse al diseño y concepción de edificaciones de gran altura. La metodología arroja de manera sistemática, las dimensiones que requieren los contravientos desadheridos y las columnas que los reciben, para controlar el desplazamiento lateral de la edificación en función de sus objetivos de diseño. Aunque el planteamiento incorpora de manera formal los conceptos del diseño por desempeño, su simpleza permite su aplicación práctica y un entendimiento conceptual del proceso de diseño.

2 METODOLOGÍA DE DISEÑO

2.1 Etapas de Diseño por Desempeño

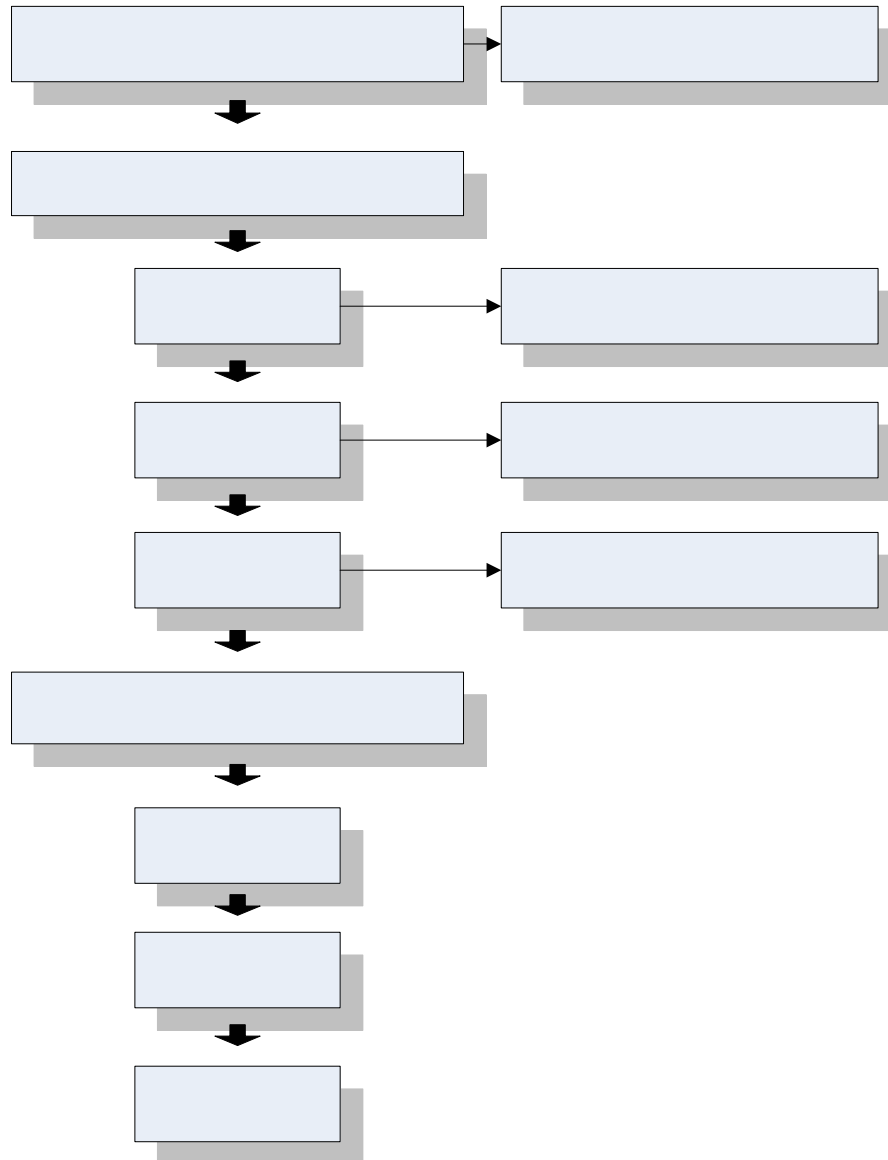
Conforme se discutió en el capítulo 1, las etapas generales del diseño por desempeño son: A) Fase Conceptual, B) Fase Numérica, y C) Implantación.

Pueden distinguirse tres etapas durante la Fase Numérica de las metodologías de diseño que se han propuesto recientemente para controlar de manera explícita la respuesta dinámica de las estructuras, Terán (2003):

- *Prediseño global.* Con la ayuda de espectros de respuesta, se determinan a nivel global las características mecánicas relevantes de la estructura de manera que su respuesta dinámica global durante las excitaciones sísmicas de diseño no exceda los límites de respuesta establecidos en función de los criterios de desempeño. Dentro del contexto de la metodología que se ofrece, estas características son el periodo fundamental de vibración de la edificación y el cortante basal de diseño.
- *Prediseño local.* Una vez establecidas las características mecánicas a nivel global, se procede al diseño local de la estructura, donde se determinan, en función de dichas características, las dimensiones y detallado de los elementos estructurales. Dentro del contexto de la metodología que se ofrece, las dimensiones de los contravientos y de las columnas que los reciben se establecen en función del periodo y el cortante establecidos durante el prediseño global.
- *Revisión del diseño.* Se ha planteado una serie de lineamientos para la revisión del diseño preliminar de la estructura a través de una serie de análisis estructurales con alto grado de refinamiento.

Es importante recordar que en ocasiones una metodología numérica de diseño debe considerar más de un objetivo de diseño. Dentro de este contexto, cada objetivo de diseño debe considerar explícitamente la representación numérica (espectros) del nivel sísmico de diseño que le corresponde. Para cada objetivo de diseño es necesario determinar las características mecánicas requeridas para satisfacer su criterio de desempeño, y diseñar los elementos estructurales y no estructurales acorde a la condición crítica que resulte de todos los objetivos de diseño relevantes. La metodología de diseño sísmico introducida en este capítulo se enmarca dentro del planteamiento que para el diseño por desempeño ha desarrollado el Comité Visión 2000, particularmente dentro de las etapas de *Prediseño Global* y de *Prediseño Local* de la Fase Numérica.

La Figura 2.1 muestra de manera esquemática los pasos que sigue la metodología que se ofrece en un contexto de diseño por desempeño.



FASE C

FASE

Figura 2.1 Esquema de Diseño por desempeño

2.2 Enfoque de Diseño

Se concibe el sistema y configuración estructural de la edificación de tal manera que la totalidad de las cargas gravitacionales baje a través de marcos momento-resistentes con detallado estándar (Q de 2). En cuanto a las acciones accidentales, la totalidad de las cargas laterales debe ser tomada por un sistema de contravientos desadheridos restringidos contra pandeo, que se integra al sistema gravitacional a través de reforzar los elementos de los marcos que le proveen soporte.

Durante la fase conceptual se establecen los objetivos de diseño, los cuales se definen en términos del máximo daño aceptable en los diferentes sistemas que conforman la edificación:

Predi

Pred

gravitacional, de contraventeo, no-estructural. En particular, para los estados límite bajo consideración se tiene:

- Estado Límite de Servicio. Durante la ocurrencia de excitaciones sísmicas moderadas, el sistema estructural integrado (gravitacional + contraventeo) debe permanecer elástico, y limitar el desplazamiento lateral de azotea de la edificación de tal manera que se evite daño alguno en el sistema no-estructural.
- Estado Límite de Seguridad. Ante la ocurrencia de un sismo severo, el sistema gravitacional debe permanecer operable (lo que implica que es aceptable que los marcos exhiban leves demandas de comportamiento plástico), mientras que el sistema de contraventeo controla el desplazamiento lateral de azotea mediante disipación de energía, para a su vez controlar el nivel de daño en los sistemas gravitacionales y no estructural.

La Figura 2.2 resume el enfoque de diseño para ambos estado límite.

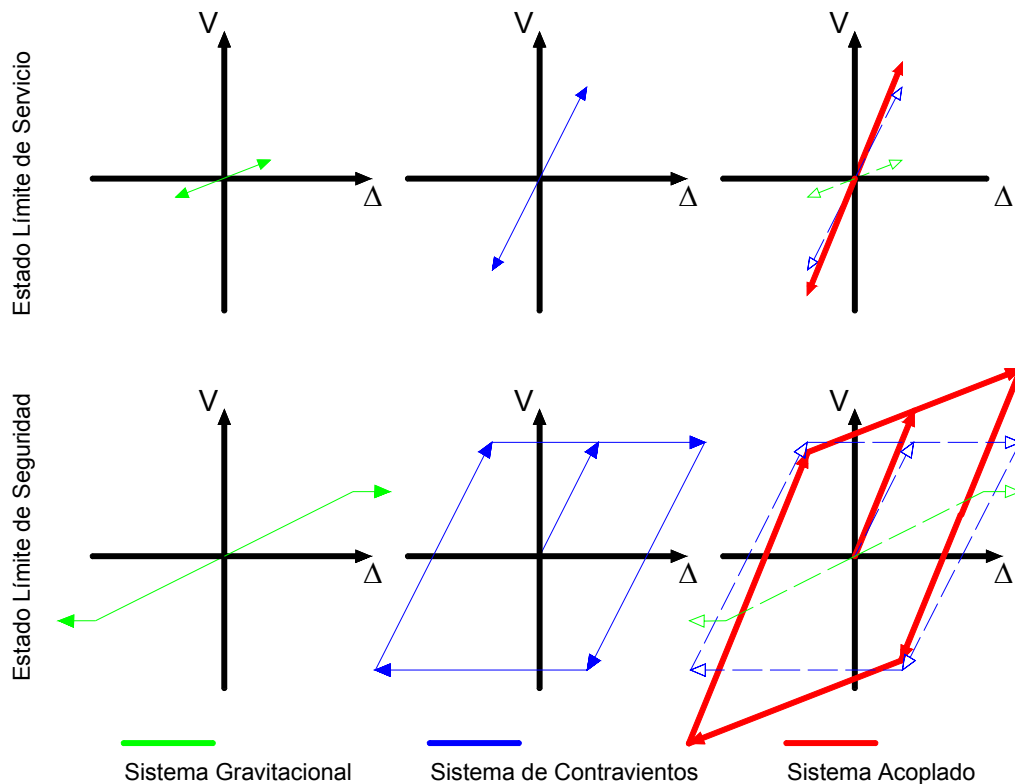


Figura 2.2 Comportamiento Esperado para cada Estado Límite

2.3 Metodología de Prediseño por Desempeño

La Figura 2.3 resume los pasos a seguir para el predimensionado por desempeño del sistema de contravientos y columnas que lo soportan.

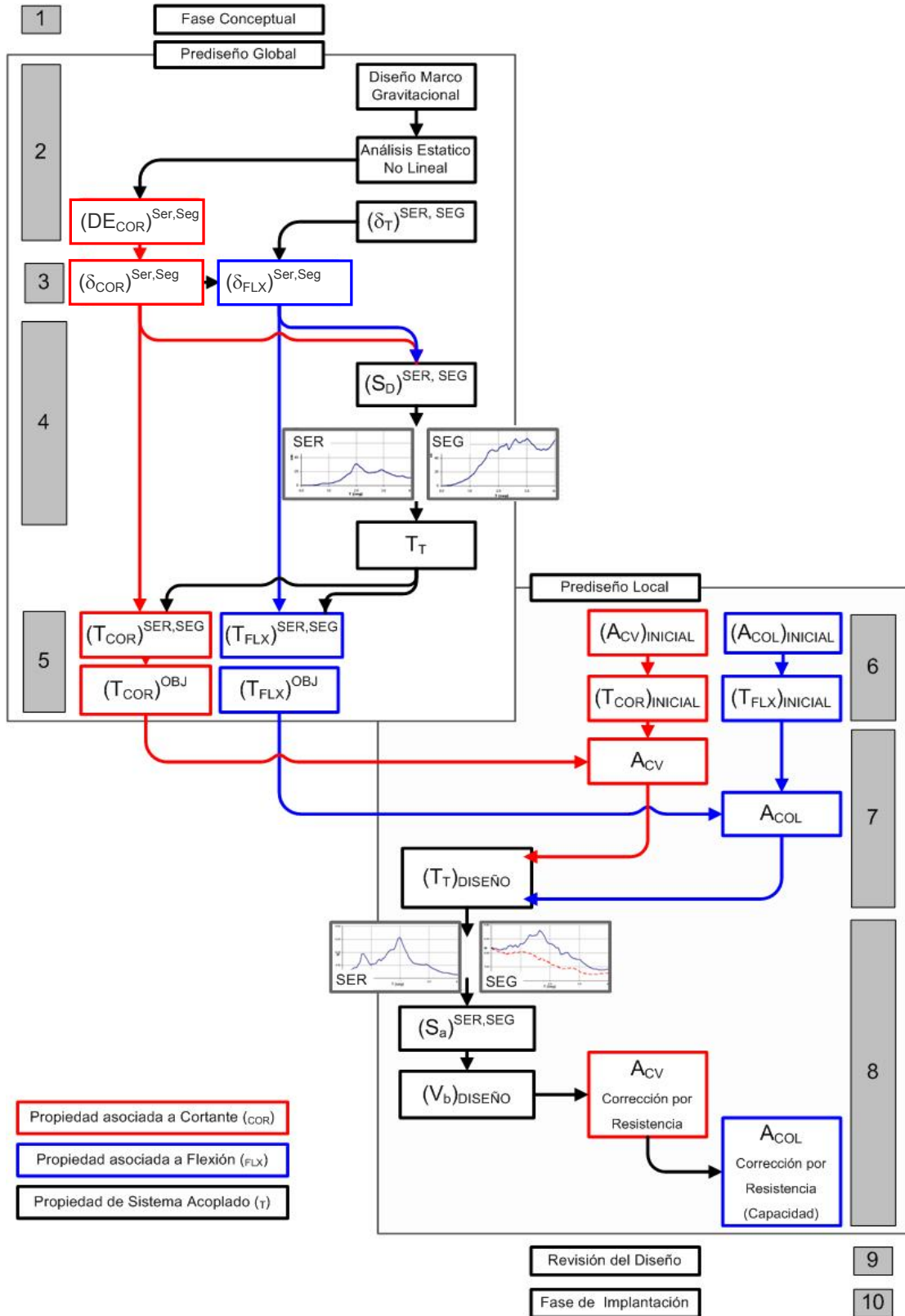


Figura 2.3 Diagrama de Flujo

En la Figura 2.3, los subíndices ($_{COR}$) y ($_{FLX}$) se refieren a las rigideces globales de corte y flexión, respectivamente, del sistema de contraventeo. Estas rigideces corresponden a las de la estructura si se deformaran exclusivamente los contravientos o las columnas del sistema de soporte de los cortavientos, respectivamente. El subíndice ($_{T}$) se refiere a la rigidez lateral total, aquella a la que corresponde cuando se deforma tanto los contravientos como las columnas. Los superíndices (SER), y (SEG) hacen referencia a los estados límite de servicio y seguridad, respectivamente. Mientras que el subíndice ($_{CV}$) hace referencia al área de los contravientos, el subíndice ($_{COL}$) hace lo propio para las columnas. Es necesario enfatizar que la metodología propuesta se basa en que las áreas de contravientos y columnas que los soportan se proporcionan para controlar las distorsiones globales a corte y flexión, respectivamente.

El primer paso de la metodología cae dentro la Fase Conceptual del diseño. En particular, se establece el comportamiento deseado para cada estado límite. En cuanto al de servicio, la estructura y los elementos no estructurales deben permanecer sin daño ante sismos de intensidad moderada. La seguridad de vida requiere que los marcos gravitacionales permanezcan operables, evitar colapsos locales en el sistema no estructural, y que el sistema de contraventeo fluya de manera considerable y estable ante un sismo de gran intensidad.

Los demás pasos de la metodología se enmarcan dentro de la Fase Numérica. Los siguientes pasos forman parte del Prediseño Global:

1. Diseño del sistema gravitacional y posterior evaluación de sus características mecánicas mediante un análisis estático no lineal, análisis de empujón. Estimación de la distorsión de entrepiso que corresponde a la operación inmediata del sistema gravitacional.
2. Determinación de los umbrales de distorsión que corresponden a inicio de daño y daño total de los elementos no estructurales. Estos umbrales dependen del tipo de elemento no estructural y de cómo se conecta al sistema estructural
3. Se establecen los umbrales de distorsión a corte de diseño. En cuanto a servicio, dicho umbral se denota DE_{COR}^{SER} , y corresponde a la distorsión a partir de la cual se inicia el daño no estructural. El umbral de seguridad, DE_{COR}^{SEG} , corresponde al menor de los valores de distorsión correspondiente a operación inmediata en el sistema gravitacional y daño total en el sistema no estructural.
4. En función de los objetivos de diseño, se definen los umbrales máximos de desplazamiento total de azotea para cada estado límite. Es decir, el máximo desplazamiento de azotea que permitiremos a la estructura para prevenir choque con estructuras colindantes o incomodidad en los ocupantes.
5. Conocidos los límites de distorsión a corte y de desplazamiento total de azotea, se calculan los umbrales de diseño para los desplazamientos de azotea derivados del comportamiento de corte (δ_{COR}) y de flexión (δ_{FLX}) de la edificación.
6. Se calcula el pseudo-desplazamiento (S_D) correspondiente a la acción integrada de (δ_{COR}) y (δ_{FLX}), y se determina a partir de espectros de desplazamientos correspondiente a los estados límite bajo consideración, el periodo fundamental de vibración (T_T) que la edificación requiere para controlar adecuadamente el desplazamiento de azotea para cada estado límite.
7. Se calculan los periodos de corte (T_{COR}) y de flexión (T_{FLX}) para cada estado límite en función del valor de T_T . Se define el periodo objetivo de corte como el menor de los periodos de corte correspondientes a los diferentes estados límite. De manera similar,

se define el periodo objetivo de flexión, se estima el valor del periodo fundamental de vibración del edificio $(T_T)_{DISEÑO}$.

Una vez concluido el prediseño global se procede al prediseño local, el cual implica:

8. Se proponen las dimensiones iniciales para contravientos y columnas que los soportan. Se calculan los periodos preliminares de corte $(T_{COR})_{INICIAL}$ y flexión $(T_{FLX})_{INICIAL}$ asociados a esas áreas.
9. Se ajustan las áreas de contravientos en función del periodo objetivo de corte. Se hace lo mismo para las columnas en función del periodo objetivo de flexión.
10. Con la ayuda de espectros de pseudo-aceleración para los diferentes estados límite y el valor de $(T_T)_{DISEÑO}$, se estima el cortante basal de diseño $(V_b)_{DISEÑO}$. Dicho cortante corresponde al mayor coeficiente sísmico de diseño para los diferentes estados límite. Se lleva a cabo un análisis estructural (estático o dinámico) para estimar las demandas de resistencia en los contravientos. Se revisa la capacidad resistente de los contravientos; y, en su caso, se ajusta su área. Se revisa la capacidad resistente de las columnas que soportan los contravientos; y, en su caso, se ajusta su área. Para tal fin debe utilizarse un criterio de diseño por capacidad.

A continuación se explican los detalles teóricos y numéricos involucrados en la metodología resumida en la Figura 2.3.

2.3.1 Distorsiones de diseño

La necesidad de controlar la distorsión de entrepiso de las estructuras sismorresistentes se debe a por lo menos tres razones, Bertero et al. (2001):

1. Evitar daños en elementos no estructurales
2. Controlar el daño estructural y evitar efectos de inestabilidad
3. Evitar incomodidad en los ocupantes durante sismos frecuentes u ocasionales.

Las distorsiones totales que un empuje lateral induce en los pisos de un edificio están compuestas por dos componentes: A) Deformación lateral a corte, y B) Deformación lateral a flexión debida a la extensión y contracción axial de las columnas y/o a la rotación de la cimentación. La segunda componente suele ser poco relevante para la distorsión total de edificios bajos. En el caso de edificios altos o esbeltos, ambas componentes pueden representar un porcentaje importante de la distorsión total, de tal manera que es importante considerarlas de manera explícita y simultanea. Es importante destacar que el daño en los sistemas estructural y no estructural depende exclusivamente de las deformaciones de corte. A continuación se ofrecen algunas consideraciones para establecer umbrales de diseño para la deformación a corte correspondiente a los diferentes estados límite bajo consideración:

- Estado límite de Servicio. Se define un umbral máximo de distorsión $(DE_{COR})^{SEG}$ para mantener sin daño a los sistemas gravitacional y no estructural durante eventos sísmicos de mediana y baja intensidad. Tanto Reyes (2000) como FEMA 273 NERHP (1997) aportan umbrales de distorsión para inicio de daño en diferentes tipos de elementos no estructurales. Dado que el sistema de contraventeo debe permanecer elástico, el umbral máximo de distorsión establecido para el estado límite de servicio define la distorsión de entrepiso a partir de la cual pueden fluir los contravientos. El

esfuerzo de fluencia del sistema de contraventeo bajo consideración en esta tesis puede definirse a partir de la distorsión de fluencia (ver Anexo 1):

$$(f_{cv})_y = \frac{3}{4} (DE_{COR})_y E \quad (2.1)$$

Donde $(f_{cv})_y$ es el esfuerzo de fluencia de los contravientos, $(DE_{COR})_y$ la distorsión de fluencia, y E el módulo de elasticidad del acero. El esfuerzo de fluencia del acero con que se fabrican los contravientos debe acercarse lo más posible al calculado con la Ecuación 2.1. Por un lado, usar $(f_{cv})_y$ menor al indicado provoca que el sistema de contravientos fluya ante sismos de servicio, lo cual no es deseable en términos del desempeño deseado. Por otro lado, usar $(f_{cv})_y$ mucho mayor al requerido reduce la capacidad de disipación de energía del sistema de contraventeo, ya que la fluencia se daría a distorsiones cercanas al umbral de desplazamiento máximo establecido para seguridad.

- Estado límite de Seguridad. Se define el umbral de distorsión $(DE_{COR})^{SEG}$ como el menor de: A) La distorsión máxima que acomoda el sistema gravitacional para la condición de operación inmediata, y B) La distorsión que corresponde a daño total de los elementos no estructurales. Mientras que la primera se estima a partir de un análisis estático no lineal de sistema gravitacional, el valor de la segunda depende de la forma en que los elementos no estructurales se conectan al sistema estructural (dicha distorsión puede incrementarse sustancialmente si se desligan los elementos no estructurales del sistema estructural).

2.3.2 Desplazamiento de azotea de diseño

Una vez establecidas los umbrales de distorsión a corte, es posible estimar el desplazamiento máximo de azotea que puede acomodar el edificio por comportamiento global a corte:

$$(\delta_{COR})^{SER} = \frac{(DE_{COR})^{SER} H}{COD^{SER}} \quad (2.2)$$

$$(\delta_{COR})^{SEG} = \frac{(DE_{COR})^{SEG} H}{COD^{SEG}} \quad (2.3)$$

Donde δ_{COR} es el desplazamiento máximo de azotea permitido por corte, DE_{COR} el umbral de diseño para la distorsión, H la altura total de la edificación, y COD un coeficiente de distorsión que contempla una distribución no uniforme de distorsión en altura. Con base en lo discutido por Qi y Moehle (1991) y Bertero et al. (1991), y en los estudios llevados a cabo por Terán (2004), se sugiere usar los valores de COD de la Tabla 2.1 para el diseño preliminar de estructuras regulares que exhiben un comportamiento global tipo viga de corte.

Tabla 2.1 Valores sugeridos para COD

μ Global	COD Mínimo	COD Máximo
1	1.2	1.5
2+	1.5	2.0

Dado que las distorsiones por comportamiento global a flexión no ocasionan de manera directa daño estructural o no estructural, los desplazamientos por flexión se fijan en función del desplazamiento máximo total de azotea (efecto combinado de flexión y cortante). El umbral de diseño asociado a este último se establece al considerar: A) La posibilidad de choque con estructuras colindantes, B) La magnitud de los efectos $P-\Delta$, C) El control del daño en los contenidos, y D) El nivel de comodidad de los ocupantes.

Una vez que se establecen umbrales para el desplazamiento total de azotea, es posible establecer umbrales para el desplazamiento de azotea asociado al comportamiento a flexión de la edificación:

$$(\delta_{FLX})^{SER} = (\delta_T)^{SER} - (\delta_{COR})^{SER} \quad (2.4)$$

$$(\delta_{FLX})^{SEG} = (\delta_T)^{SEG} - (\delta_{COR})^{SEG} \quad (2.5)$$

Donde δ_T es el umbral de desplazamiento de azotea máximo total, y δ_{COR} y δ_{FLX} los desplazamientos de azotea asociados a corte y flexión, respectivamente.

2.3.3 Periodos Fundamentales de Vibración de Diseño

Para hacer el prediseño global del edificio se calcula el periodo que debe tener la estructura para que tenga un desplazamiento máximo de azotea menor o igual al máximo establecido.

Debido a que se usan espectros de respuesta derivados de sistemas de un grado de libertad para establecer el periodo fundamental de vibración del edificio, es necesario expresar el desplazamiento de azotea de la edificación en términos de pseudo-desplazamiento. Para ello se utilizan factores de corrección α_{CORTE} y $\alpha_{FLEXION}$, que conforme muestra la Tabla 2.2, dependen del número de niveles de la edificación y de la naturaleza de la deformación lateral (corte o flexión), Miranda (2001). El pseudo-desplazamiento asociado a cada estado límite puede entonces estimarse como:

$$(S_D)^{SER} = \frac{(\delta_{COR})^{SER}}{\alpha_{COR}} + \frac{(\delta_{FLX})^{SER}}{\alpha_{FLX}} = (S_D)_{COR}^{SER} + (S_D)_{FLX}^{SER} \quad (2.6)$$

$$(S_D)^{SEG} = \frac{(\delta_{COR})^{SEG}}{\alpha_{COR}} + \frac{(\delta_{FLX})^{SEG}}{\alpha_{FLX}} = (S_D)_{COR}^{SEG} + (S_D)_{FLX}^{SEG} \quad (2.7)$$

Donde δ_T , δ_{COR} y δ_{FLX} son los desplazamientos de azotea máximo total, a corte y flexión, respectivamente, S_D el desplazamiento correspondiente a un sistema de un grado de libertad, y α el factor de corrección.

Tabla 2.2 Valores Sugeridos para α

Número Pisos	α_{CORTE}	$\alpha_{FLEXION}$
1	1.00	1.00
2	1.20	1.20
3	1.30	1.30

Número Pisos	α_{CORTE}	$\alpha_{FLEXION}$
4	1.35	1.35
5	1.40	1.40
10	1.40	1.50
15	1.40	1.55
20 +	1.40	1.60

Una vez que se conocen los valores de S_D correspondientes a cada estado límite, se estiman los correspondientes periodos fundamentales de vibración (T_T) de la edificación. Para ello se utilizan espectros de desplazamiento. En congruencia con lo planteado para el daño estructural aceptable para el estado límite de servicio, el espectro de desplazamientos de servicio contempla comportamiento elástico y un porcentaje de amortiguamiento crítico de 2%. Para el caso del estado límite de seguridad, se plantea el uso de un espectro de desplazamientos para ductilidad máxima de μ_{max} y ξ de 5%. Es importante que los valores de amortiguamiento utilizados sean congruentes con el nivel de esfuerzos esperado en los elementos estructurales. Chopra (2001) sugiere que el amortiguamiento tiende a crecer de manera importante conforme el nivel de esfuerzos en un elemento estructural se incrementa. En particular, si el nivel de esfuerzos es del orden o menor que el 50% del esfuerzo de fluencia, el coeficiente equivalente de amortiguamiento puede ser sustancialmente menor al 5%; mientras que si el nivel de esfuerzos corresponde a la fluencia del elemento estructural, el amortiguamiento suele ser mayor que 5%. Se considera que los porcentajes de 2% y 5% asociados a los estados límite de servicio y seguridad, respectivamente, son valores razonablemente conservadores asociados al estado de daño estructural contemplado por cada uno de dichos estados límite.

En cuanto al valor de μ_{MAX} utilizado para el estado límite de seguridad, es necesario estimarlo tomando en cuenta que mientras que los contravientos desarrollan una ductilidad igual a μ_{CV} , las columnas de soporte se diseñan para permanecer elásticas. La ductilidad máxima de entrepiso asociada a los contravientos $(\mu_{CV})^{ENT}$ puede estimarse como el cociente de los umbrales de distorsión asociados a corte:

$$\mu_{CV}^{ENT} = \frac{(DE_{COR})^{SEG}}{(DE_{COR})_y} \approx \frac{(DE_{COR})^{SEG}}{(DE_{COR})^{SER}} \quad (2.8)$$

Donde $(DE_{COR})_y$, que es la distorsión a corte asociada a la fluencia de los contravientos, debe estar lo mas cercanamente posible (como se comentó antes) al valor de $(DE_{COR})^{SER}$. Considerando el número de pisos de la edificación y su regularidad estructural en altura, se define, en función del valor de $(\mu_{CV})^{ENT}$, la ductilidad máxima global asociada a los contravientos μ_{CV} . Conforme mayor sea el número de pisos y la irregularidad estructural, menor será el valor de μ_{CV} con respecto a $(\mu_{CV})^{ENT}$, esto debido a que a mayor altura y mayor irregularidad, menos uniforme será la distribución de plastificación de los contravientos.

Para el cálculo de la ductilidad máxima global de la edificación (referida al desplazamiento de azotea), es necesario considerar que las columnas que soportan el sistema de contraventeo se diseñan, utilizando el criterio de diseño por capacidad, para que permanezcan elásticas con el fin de estabilizar el comportamiento de dicho sistema ante carga lateral. Esto es, la componente a deformación global a flexión está asociada a un comportamiento elástico, de tal manera que el comportamiento plástico se concentra en la componente de deformación global a corte (en los contravientos). Bajo estas circunstancias, la ductilidad máxima global de la edificación (μ_{MAX})

puede estimarse como el desplazamiento último entre el desplazamiento asociado al inicio de la fluencia:

$$\mu_{MAX} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{(\delta_{COR})^{SEG} + (\delta_{FLX})^{SEG}}{\frac{(\delta_{COR})^{SEG}}{\mu_{CV}} + (\delta_{FLX})^{SEG}} \quad (2.9)$$

Aunque el periodo fundamental de vibración del edificio (T_T) aporta información para el dimensionado de los elementos estructurales del sistema de contraviento, primero es necesario definir la rigidez lateral relativa que deben poseer contravientos y columnas de soporte. La metodología resuelve esto a partir de definir periodos independientes asociados a las deformaciones a corte y flexión. Mientras que el periodo que rige el dimensionado de los contravientos $(T_{COR})^{OBJ}$ está dado por el menor de los dos siguientes valores (ver Anexo 2):

$$(T_{COR})^{SER} = \frac{T_T}{\sqrt{1 + \frac{(S_D)_{FLX}^{SER}}{(S_D)_{COR}^{SER}}}} \quad (2.10)$$

$$(T_{COR})^{SEG} = \frac{T_T}{\sqrt{1 + \frac{(S_D)_{FLX}^{SEG}}{(S_D)_{COR}^{SEG} / \mu_{CV}}}} \quad (2.11)$$

El periodo que rige el dimensionado de las columnas de soporte $(T_{FLX})^{OBJ}$ está dado por el menor de los dos siguientes valores (ver Anexo 2):

$$(T_{FLX})^{SER} = \frac{T_T}{\sqrt{1 + \frac{(S_D)_{COR}^{SER}}{(S_D)_{FLX}^{SER}}}} \quad (2.12)$$

$$(T_{FLX})^{SEG} = \frac{T_T}{\sqrt{1 + \frac{(S_D)_{COR}^{SEG} / \mu_{CV}}{(S_D)_{FLX}^{SEG}}}} \quad (2.13)$$

Donde T_T es el periodo de diseño total, T_{COR} el periodo de diseño a corte, T_{FLX} el periodo de diseño a flexión, $(S_D)_{FLX}$ y $(S_D)_{COR}$ los pseudo-desplazamientos correspondientes a flexión y corte, respectivamente, y μ_{CV} la ductilidad a corte definida anteriormente.

Note que para el cálculo de los periodos correspondientes al estado limite de seguridad, el pseudo-desplazamiento a corte se divide entre la ductilidad μ_{CV} , ya que las propiedades dinámicas de la estructura están asociadas a sus características elásticas.

2.3.4 Dimensionado inicial de contravientos y columnas de soporte

El dimensionado inicial se basa en estimar una distribución de fuerzas laterales que capturen lo mejor posible la distribución esperada de cortantes y momentos de volteo de entrepiso. Para ello puede utilizarse la siguiente expresión, Miranda (2001)

$$F_i = V_b \frac{(z_i)^m}{\sum (z_i)^m} \quad (2.14)$$

donde V_b es el cortante basal, H es la altura de total de edificio, z_i es la altura del entrepiso i medida desde el nivel del suelo.

La Figura 2.4 muestra distribuciones de fuerza lateral en altura obtenidas a partir de la Ecuación 2.14 para diferentes valores de m . Miranda (2002) recomienda utilizar valores m de 2 para capturar el efecto de modos superiores en edificios altos.

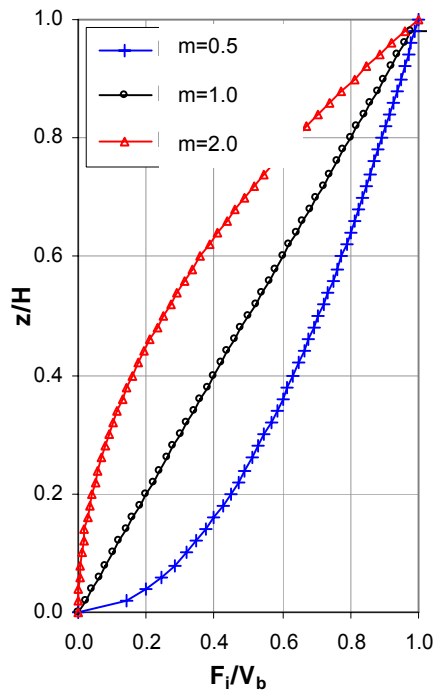


Figura 2.4 Distribución de Fuerzas en Altura

Una vez establecido un patrón de fuerzas laterales en altura, se propone una serie de áreas para los contravientos y columnas de soporte. El único requisito es que el área de los contravientos varíe en altura de manera proporcional al cortante de entrepiso derivado del patrón de fuerzas. En el caso de las columnas, su área debe ser proporcional al momento de volteo de entrepiso. Por razones prácticas, es posible que se modulen el tamaño de contravientos y columnas, de tal manera que algunos pisos compartan las mismas dimensiones para dichos elementos estructurales.

La Figura 2.5 muestra diagramas de cortante y momento de volteo de entrepiso. Los diagramas de cortante y momento se han normalizado de tal manera que su valor en la base del edificio sea igual al área, también en la base, de contravientos y columnas, respectivamente. La

variación práctica en altura de las áreas de los elementos estructurales se indica a partir de los pequeños círculos añadidos a cada diagrama.

Para el cálculo de los periodos iniciales de corte y flexión, es necesario estimar las componentes de corte y flexión de los desplazamientos laterales que en el sistema de contraventeo inducen las fuerzas laterales estimadas conforme a la Ecuación 2.14.

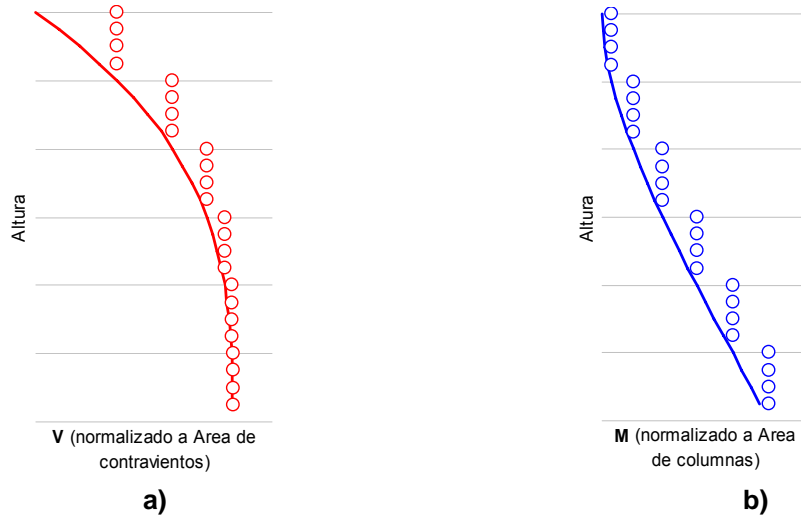


Figura 2.5 Distribución de Áreas de a) Contravientos y b) Columnas

En cuanto a la componente de corte, la rigidez lateral de entrepiso que aporta el sistema de contravientos puede establecerse a través de las ecuaciones de compatibilidad, equilibrio y constitutivas planteadas a nivel entrepiso.

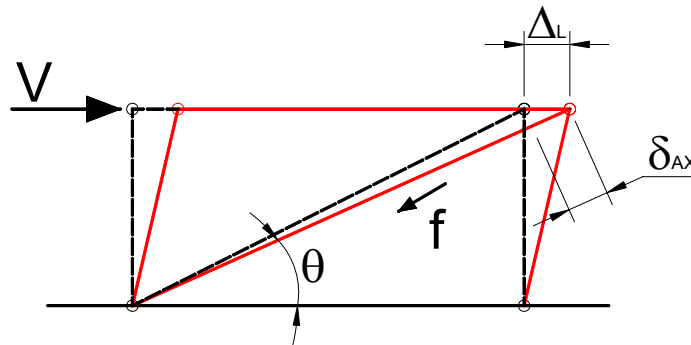


Figura 2.6 Equilibrio de fuerzas y compatibilidad de Deformaciones en Marco Contraventado

Bajo consideración de la notación planteada en la Figura 2.6, las ecuaciones de compatibilidad, constitutiva y de equilibrio para el contraviento son:

$$\delta_{AX} = \Delta_L \cos \theta \quad (2.15)$$

$$f = \frac{EA_{CV}}{L} \delta_{AX} \quad (2.16)$$

$$V = f \cos \theta \quad (2.17)$$

Donde f es la fuerza axial en el contraviento y θ su ángulo de inclinación medido con respecto a la horizontal.

A través de la consideración simultánea de las Ecuaciones 2.15 a 2.17, puede plantearse lo siguiente:

$$V = \frac{EA_{CV}}{L} \Delta_L \cos^2 \theta$$

Donde V es el cortante de entrepiso, E y A_{CV} el módulo de elasticidad y el área transversal, respectivamente, del contraviento, δ_{AX} y L la deformación axial y longitud total del contraviento, y Δ_L el desplazamiento lateral del entrepiso.

La rigidez lateral que aporta el contraviento al entrepiso puede estimarse como:

$$k_{COR} = \frac{EA_{CV}}{L} \cos^2 \theta$$

Las zonas de mayor rigidez en los extremos del contraviento, así como la existencia de una zona de conexión con el marco, incrementan sustancialmente la rigidez lateral que aporta dicho elemento estructural. De acuerdo a lo planteado por el Anexo 1, esto resulta, para el tipo de contravientos considerados en esta tesis, en:

$$k_{EQ} = \frac{1.5EA_{CV}}{L} \cos^2 \theta$$

Considerando la existencia de N contravientos en el nivel:

$$k_{EQ} = \frac{1.5NEA_{CV}}{L} \cos^2 \theta \quad (2.18)$$

Conocidos el cortante actuante y la rigidez a corte que aportan los contravientos a cada entrepiso, es posible calcular el desplazamiento lateral relativo para cada uno de ellos.

$$\Delta_L = V \frac{L}{1.5NEA_{CV} \cos^2 \theta} \quad (2.19)$$

Una vez establecidos los desplazamientos laterales relativos, se calculan los desplazamientos laterales de cada entrepiso sumando los incrementos de desplazamiento con que contribuyen todos los entrepisos ubicados debajo del mismo.

Para el cálculo de los desplazamientos debidos a flexión, se aplicó el método de Newmark a un modelo del edificio que lo idealiza como una viga en voladizo cuya rigidez a flexión está dada exclusivamente por las columnas de soporte.

A partir de la viga en voladizo (Figura 2.7a), se propone una viga conjugada (Figura 2.7b) cargada con el diagrama de curvaturas que corresponden a las cargas laterales estimadas con la Ecuación 2.14. A partir de los diagramas de cortante y momento flexionante en la viga conjugada, se estiman las distorsiones de entrepiso y la componente a flexión de los desplazamientos laterales que sufre el sistema de contraventeo.

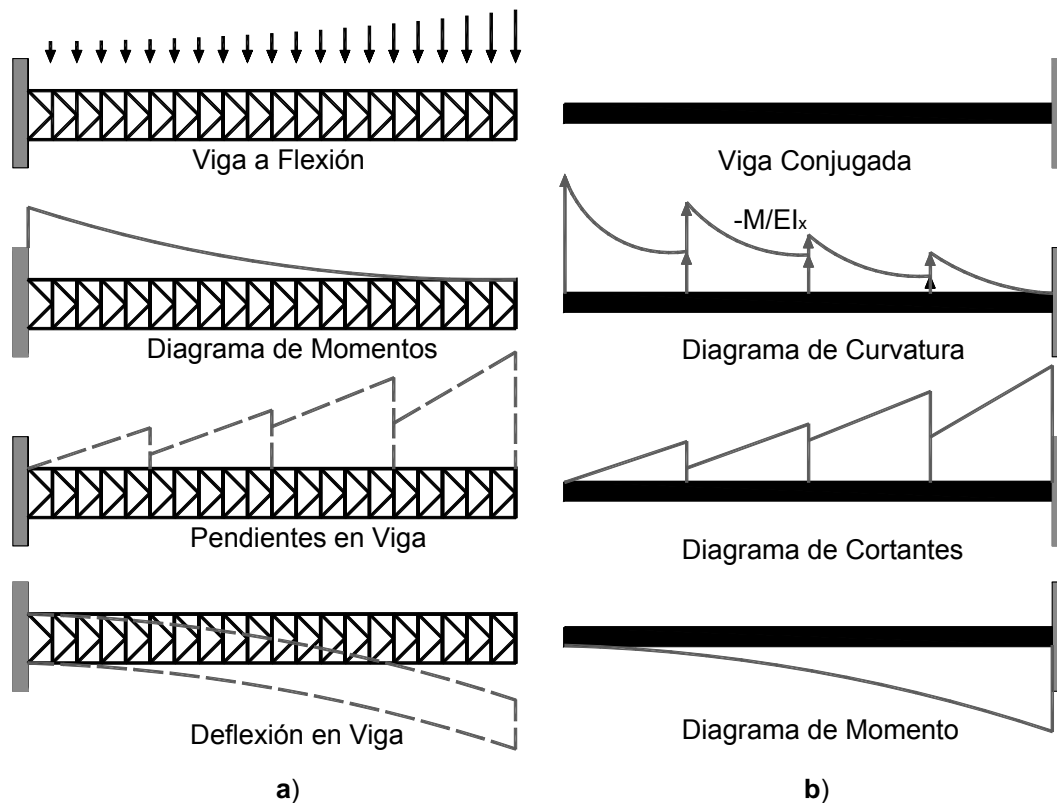


Figura 2.7 a) Modelo a Flexión de Edificio b) Viga Conjugada

El momento de inercia de la viga en voladizo se estima a partir del área de las columnas de soporte. Note que la metodología puede fácilmente adaptarse para el caso en que otras columnas de la edificación bajen un porcentaje elevado del momento de volteo. La Figura 2.8 ilustra diferentes opciones para el sistema de contraventeo y el cálculo de sus respectivos momentos de inercia de entrepiso.

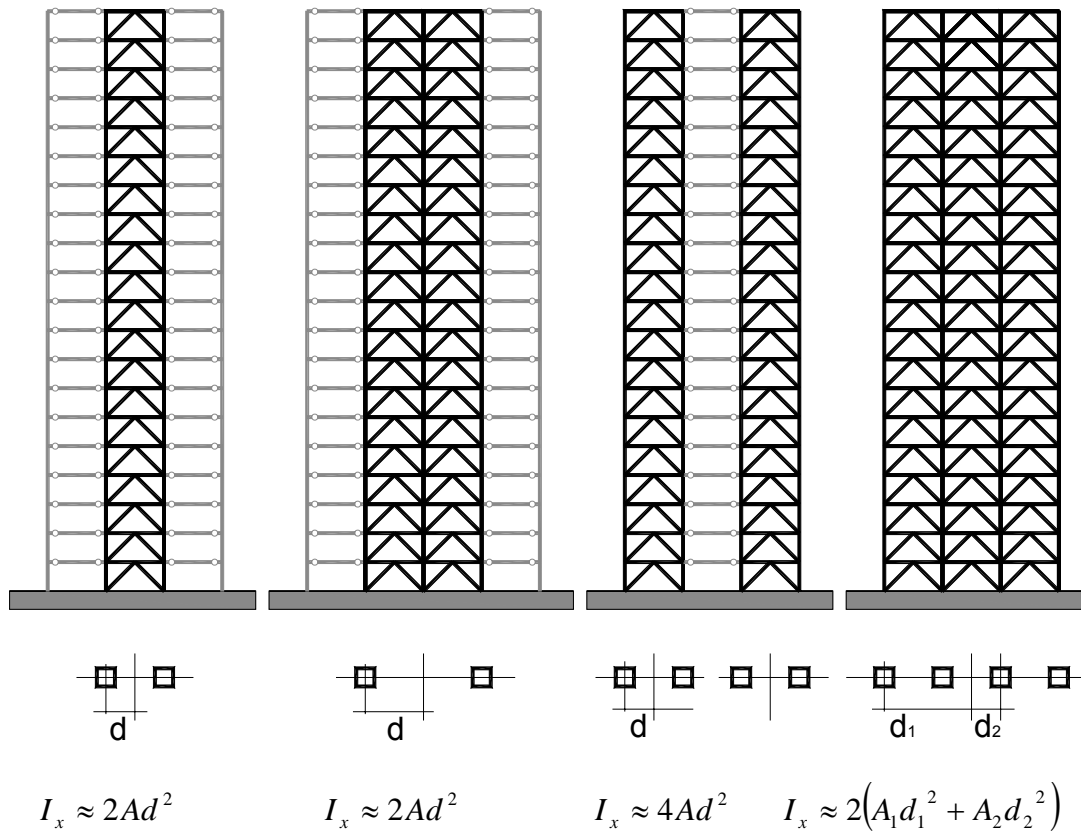


Figura 2.8 Rigidez a Flexión de Diferentes Marcos

El cálculo de los desplazamientos laterales por flexión en el sistema de contraventeo implica:

1. Calcular en cada nivel el valor de la curvatura ($-M/EI$) en la parte superior e inferior de la(s) crujía(s) que reciben al sistema de contraventeo.
2. Calcular las cargas concentradas equivalentes que corresponden al diagrama de curvaturas (rotaciones en la viga real)
3. Establecer el diagrama de cortantes correspondientes a las reacciones (pendientes en la viga real)
4. Establecer el diagrama de momentos (desplazamientos en la viga real)

La Figura 2.9 muestra la viga conjugada cargada con el diagrama de curvaturas (carga lineal) y con las cargas concentradas equivalentes.

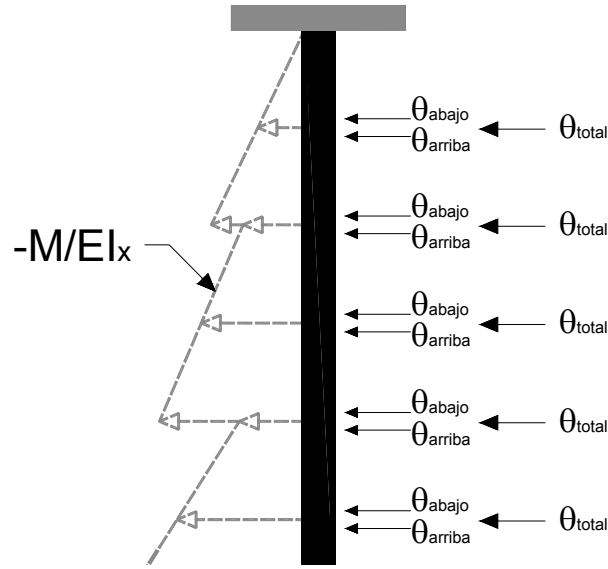


Figura 2.9 Viga conjugada cargada con diagrama de curvatura y con Cargas concentradas equivalentes.

El método presentado para la estimación de las componentes a corte y flexión del desplazamiento lateral del sistema de contraventeo puede implementarse fácilmente en una hoja de cálculo o programa de computadora. Además la viga conjugada del edificio es siempre una viga en voladizo, por lo que una vez programado el método solo será necesario ajustar los datos de los momentos de volteo e inercia del edificio bajo consideración.

Una vez establecidas las componentes de desplazamiento lateral, se hace una estimación inicial de los periodos de corte y flexión utilizando el método de Rayleigh, $(T_{COR})_{INICIAL}$ y $(T_{FLX})_{INICIAL}$, respectivamente, del sistema de contraventeo

$$T_{INICIAL} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum F_i \delta_i}} \quad (2.20)$$

Donde δ_i es el desplazamiento del entrepiso i , W_i y F_i el peso y fuerza lateral, respectivamente, de ese entrepiso, $T_{INICIAL}$ el periodo calculado con las áreas propuestas, y g la aceleración de la gravedad.

Para obtener el periodo a corte, se sustituyen en la Ecuación 2.20 las componentes de desplazamiento lateral debidas a corte. Similarmente, el periodo a flexión se deriva de las componentes a flexión del desplazamiento lateral.

2.3.5 Dimensionado por rigidez de contravientos y columnas de soporte

Calculados los periodos iniciales a corte y flexión $(T_{COR})_{INICIAL}$ y $(T_{FLX})_{INICIAL}$, y conocidos sus correspondientes periodos de diseño $(T_{COR})_{OBJ}$ y $(T_{FLX})_{OBJ}$ se corrigen las áreas de contravientos y columnas de soporte, respectivamente, de acuerdo a lo siguiente:

$$A_{CV} = (A_{CV})_{INICIAL} \left(\frac{(T_{COR})_{INICIAL}}{(T_{COR})_{OBJ}} \right)^2 \quad (2.21)$$

$$A_{COL} = (A_{COL})_{INICIAL} \left(\frac{(T_{FLX})_{INICIAL}}{(T_{FLX})_{OBJ}} \right)^2 \quad (2.22)$$

Donde A_{CV} y A_{COL} son las áreas corregidas de contravientos y columnas, respectivamente, y $(A_{CV})_{INICIAL}$ y $(A_{COL})_{INICIAL}$ son las respectivas áreas propuestas inicialmente. La deducción de las Ecuaciones 2.21 y 2.22 puede encontrarse en el Anexo 3 de esta tesis.

El edificio dimensionado con las áreas corregidas cumple ahora con los requerimientos de rigidez impuestos por los objetivos de diseño. Una vez establecidas las áreas de contravientos y columnas, se estima el periodo de diseño, como el periodo de un sistema en serie:

$$(T_T)_{DISEÑO} = \sqrt{((T_{COR})_{OBJ})^2 + ((T_{FLX})_{OBJ})^2}$$

2.3.6 Revisión por resistencia

Antes de dar por concluido el dimensionado del sistema de contraventeo, es necesario que la resistencia local de sus diferentes elementos estructurales sea capaz de acomodar el cortante y momento basal de diseño. Para esto se supondrá que la totalidad del cortante basal de diseño de la edificación será tomado por los contravientos de la planta baja:

$$(V_b)_{Actuante} < (V_b)_{Resistente} \quad (2.23)$$

En caso de que se use el método estático de análisis, se sugiere estimar el cortante basal de diseño conforme a lo siguiente:

$$(V_b)_{Actuante} = \frac{S_a W (m_1 / m_T)}{S_R} \quad (2.24)$$

Donde S_a es la mayor pseudo-aceleración de las que corresponde a los estados límite bajo consideración, W el peso total del edificio, m_1/m_T el cociente de la masa correspondiente al primer modo y la masa total, y S_R un factor de sobrerresistencia. Note que el valor de S_a se evalúa en los distintos espectros para un periodo igual a $(T_T)_{DISEÑO}$. De requerirse, podrían llevarse a cabo un análisis modal espectral de la edificación con los espectros de resistencia asociados a los diferentes estados límite bajo consideración, y revisar la resistencia de los contravientos a partir de la condición crítica que surja a partir de dichos análisis.

La Tabla 2.3 resume valores sugeridos para el cociente m_1/m_T que corresponde a sistemas que trabajan a corte. La rigidez variable indicada en la última columna corresponde al caso en que la rigidez lateral a corte del sistema sismorresistente sea proporcional a la distribución en altura de cortante de entrepiso.

Tabla 2.3 Valores de m_i/m_T para sistemas a corte

No. Niveles	m_i/m_T	m_i/m_T
	Rigidez Constante	Rigidez Variable
1	1.00	1.00
2	0.95	0.90
3	0.90	0.85
4	0.90	0.84
5	0.90	0.83
10	0.85	0.80
15+	0.80	0.75

El cortante basal resistente del sistema de contraventeo se estima como:

$$(V_b)^{Resistente} = NA_{CV} \cos \theta (f_{CV})_y R_{CV} \quad (2.25)$$

Donde N es el número de contravientos ubicados en la planta baja, A_{CV} y $(f_{CV})_y$ su área transversal y esfuerzo de fluencia, respectivamente, θ su ángulo de inclinación, y R_{CV} el factor de sobrerresistencia asociado al acero con que se fabrican los contravientos.

Es importante destacar que en caso de que se haya decidido utilizar el método estático de análisis, basta revisar la capacidad resistente del sistema de contraventeo en la planta baja (recuerde que la distribución de áreas se plantea conforme al diagrama de cortantes derivados del mismo método).

La metodología prosigue con la revisión de la resistencia axial de las columnas de soporte. Para ello se utiliza el criterio de diseño por capacidad, bajo la consideración que la componente vertical de la fuerza axial en los contravientos se acumula en las columnas de arriba hacia abajo (Figura 2.10). Además, es necesario contemplar las cargas gravitacionales. Conforme a lo anterior, el axial de diseño de las columnas de soporte esta dado por:

$$P_U = \sum_j^n A_{CVi} (f_{CV})_y R_{CV} \sin \theta_i + P_G < P_R \quad (2.26)$$

Donde el subíndice i denota el i -ésimo entrepiso, y j el entrepiso en que se ubica la columna que se revisa. Además, n denota el número total de pisos, P_G el axial inducido por cargas gravitacionales, y P_R la resistencia axial a compresión de la columna.

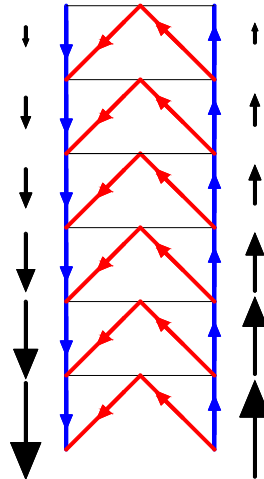
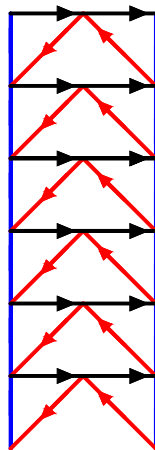
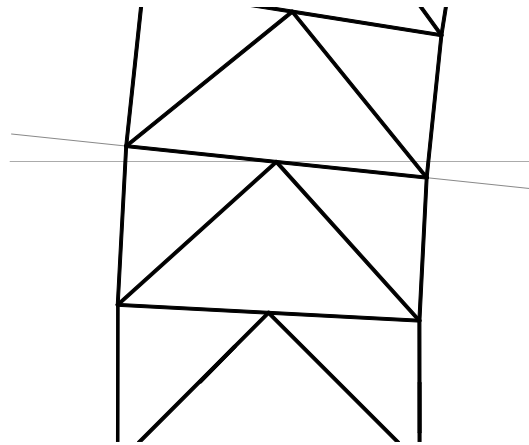


Figura 2.10 Carga Axial en Columnas

Finalmente, se revisa que las vigas que soportan al sistema de contraventeo tengan capacidad suficiente para acomodar los axiales que en ellas inducen los contravientos, y la suficiente rigidez a flexión para que se fomente la condición de *sección plana permanece plana* supuesta durante el cálculo de los desplazamientos a flexión.



a)



b)

Figura 2.11 a) Carga Axial en Vigas b) Sección Plana a Flexión

3 SISTEMA GRAVITACIONAL

Este capítulo resume la configuración, diseño y características mecánicas del sistema gravitacional del edificio de 24 pisos. En resumen, dicho sistema está constituido, en cada dirección de análisis, por siete marcos momento-resistentes de acero con detallado estándar. Debido a que el diseño de dichos marcos sólo se hace por carga gravitacional, el sistema gravitacional exhibe resistencia y rigidez laterales que están muy por debajo de aquellas que requiere una estructura sismorresistente.

3.1 Descripción General de Edificio

El edificio consta de 24 niveles y tiene una planta de 45 m por 45 m. La altura total del edificio es de 114.8 m. Las alturas de entrepiso son de 4.5 m, excepto en los 4 niveles inferiores que exhiben alturas de 4.0, 5.65, 5.65 y 6.0 m, y en los dos últimos entrepisos, con alturas de 6.0 y 6.5 m.

El edificio tiene 7 marcos en cada una de las direcciones principales de análisis. Los tres marcos centrales reciben en sus dos crujeas centrales un sistema de contravientos desadheridos con configuración chevron. El edificio se usa para oficinas (Grupo B) y se localiza en la Zona III B del D.F. Las Figuras 3.1 y 3.2 resumen la geometría y sistema estructural del edificio.

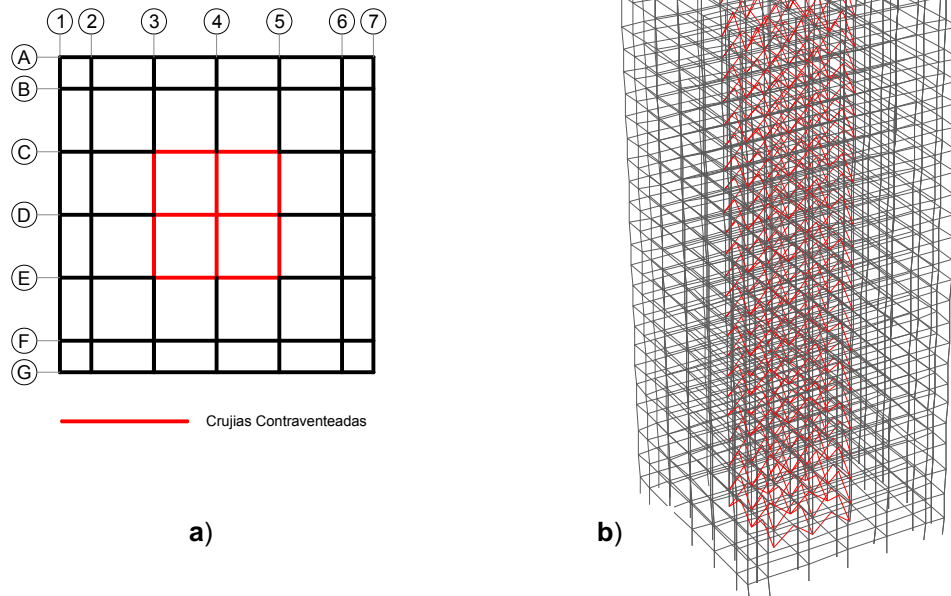


Figura 3.1 a) Planta Estructural. b) Modelo en 3D de Edificio

La Figura 3.1b muestra que el sistema de contravientos forma un tubo interior encargado de tomar las fuerzas laterales. Dicho tubo acomoda prácticamente todo el cortante basal actuante

en la edificación, y baja un gran porcentaje del momento de volteo. Cabe mencionar que la geometría que se muestra corresponde a la de un edificio real, el cual fue resuelto a través de un sistema tradicional de contraventeo. Dado que futuros trabajos pretenden comparar el desempeño sísmico de la edificación con su estructuración original y con un sistema de contravientos desadheridos, se decidió conservar la ubicación original del sistema de contraventeo.

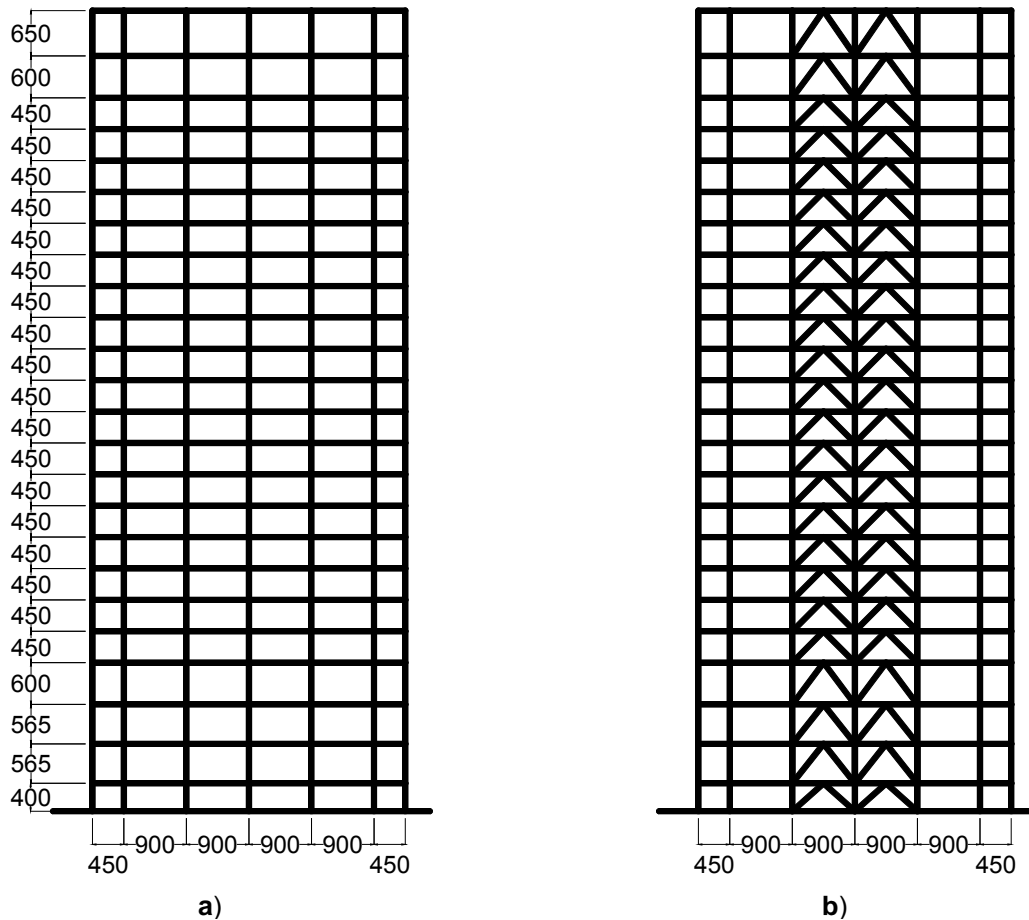


Figura 3.2 Alzado a) Marco Eje 1, 2, 6 y 7. b) Marco Eje 3, 4 y 5.

El sistema de piso de cada nivel consta de losas compuestas por láminas acanaladas de acero y una capa de compresión de 5 cm. de concreto reforzado con malla electro-soldada. La losa está conectada a los patines superiores de vigas secundarias y principales por medio de conectores de corte. El peralte total de la losa desde la parte inferior de la lámina hasta la parte superior de la capa de compresión es de 11.5 cm. El sistema de piso en cada nivel se modeló, con fines de análisis, como un diafragma rígido.

3.2 Cargas Gravitacionales

Primero se diseñaron los marcos de la edificación para que fueran capaces de resistir las cargas gravitacionales que, conforme al Reglamento de Construcciones del D.F., actúan en ellos. Se diseñó el edificio de tal manera que los siete marcos fueran iguales. La condición de diseño crítica para todos ellos correspondió a las cargas actuantes en los marcos 3, 4 y 5. Las cargas gravitacionales máximas y de diseño que actúan en la losa se resumen en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Cargas Gravitacionales Máximas y Últimas en Losa

	Carga Muerta (ton/m ²)	Carga Viva Máxima (ton/m ²)	Carga Total (ton/m ²)	Carga Total Última * (ton/m ²)
PB, N1, N2	1.100	0.350	1.450	2.030
Entrepisos	0.760	0.250	1.010	1.410
Azotea	0.910	0.100	1.010	1.410

* Factor de carga FC=1.4

Las cargas uniformes transmitidas directamente a las vigas y aquellas que bajan las columnas debido a las vigas perpendiculares al marco se resumen con la ayuda de las Tablas 3.2 y 3.3, y de la Figura 3.3.

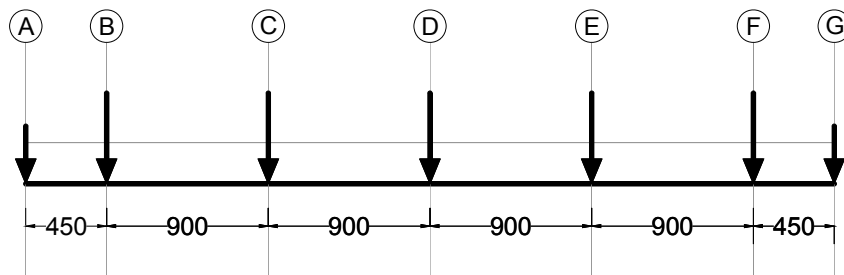


Figura 3.3 Distribución de Cargas en Marco

Tabla 3.2 Cargas Gravitacionales Máximas y Últimas en Vigas

	Carga Muerta (ton/m)	Carga Viva Máxima (ton/m)	Carga Total (ton/m)	Carga Total Última * (ton/m)
PB, N1, N2	4.94	1.58	6.51	9.12
Entrepisos	3.42	1.13	4.55	6.36
Azotea	4.09	0.45	4.54	6.36

* Factor de carga FC=1.4

Tabla 3.3 Cargas Gravitacionales Máximas y Últimas en Columnas (por cada nivel)

	P Nudos Exteriores Eje A y G		P Nudos Interiores Eje B a F	
	Carga Máxima (Por Nivel) (ton)	Carga Última* (Por Nivel) (ton)	Carga Máxima (Por Nivel) (ton)	Carga Última* (Por Nivel) (ton)
PB, N1, N2	10.75	15.05	48.63	68.08
Entrepisos	7.50	10.50	34.43	48.20
Azotea	6.29	8.80	25.00	35.00

* Factor de carga FC=1.4

3.3 Diseño del Sistema Gravitacional

El diseño del marco tipo (Figura 3.4) se basó en los requerimientos que establecen las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. (NTC-EM 2004).

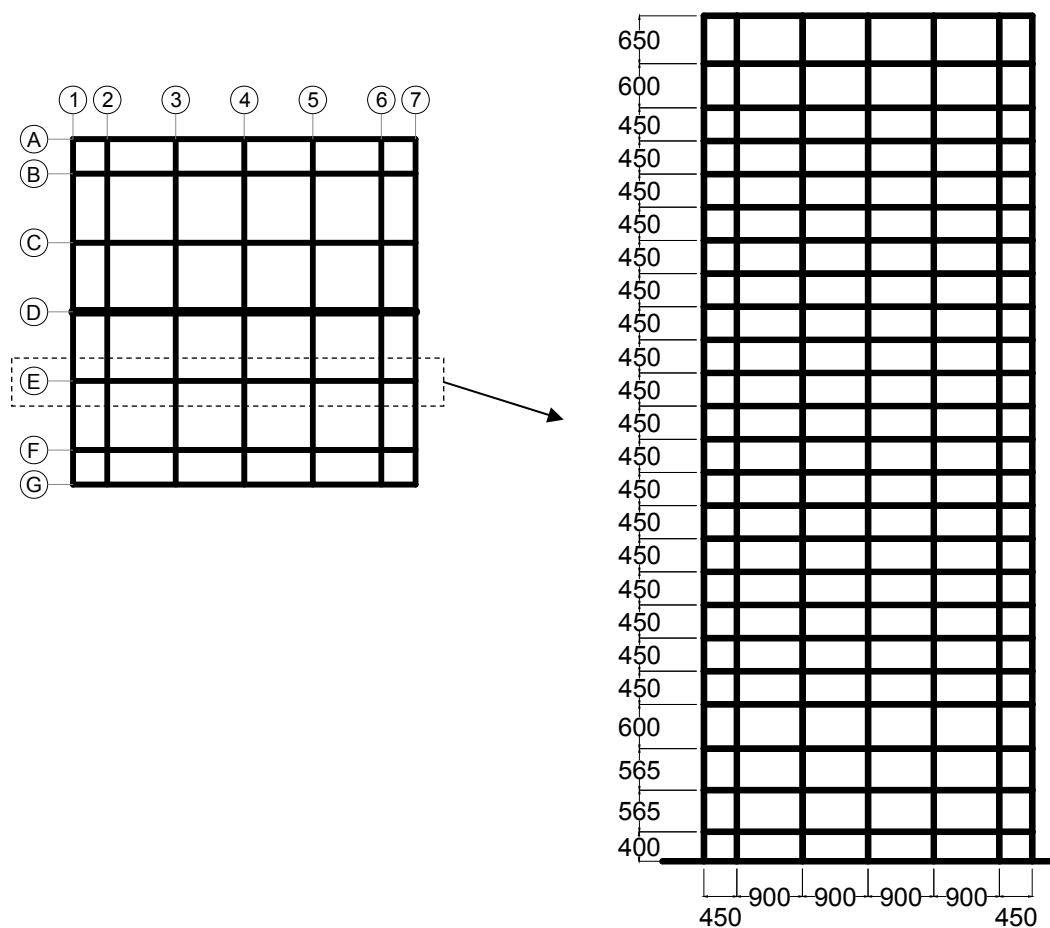


Figura 3.4 Planta Estructural y Alzado Marco Gravitacional

Se diseñaron las vigas a flexión y se revisó su resistencia a cortante. Debido a que las cargas son exclusivamente gravitacionales, los momentos de diseño en las vigas de igual claro son prácticamente los mismos. Excepción a lo anterior son los pisos 1 a 3 y la azotea. Además de su capacidad resistente, se revisaron los requerimientos de rigidez para controlar las deflexiones verticales. Se consideró conveniente aportar conexiones a corte a los extremos de las vigas ubicadas en las crujías extremas (cuyo claro es de 4.50 m) para así reducir su rigidez, y evitar daño de consideración en ellas. Las columnas se diseñaron para acomodar los momentos y axiales que en ellas inducen las cargas gravitacionales. Las Figuras 3.5 y 3.6 esquematizan los elementos mecánicos que actúan en las vigas y columnas del sistema gravitacional.

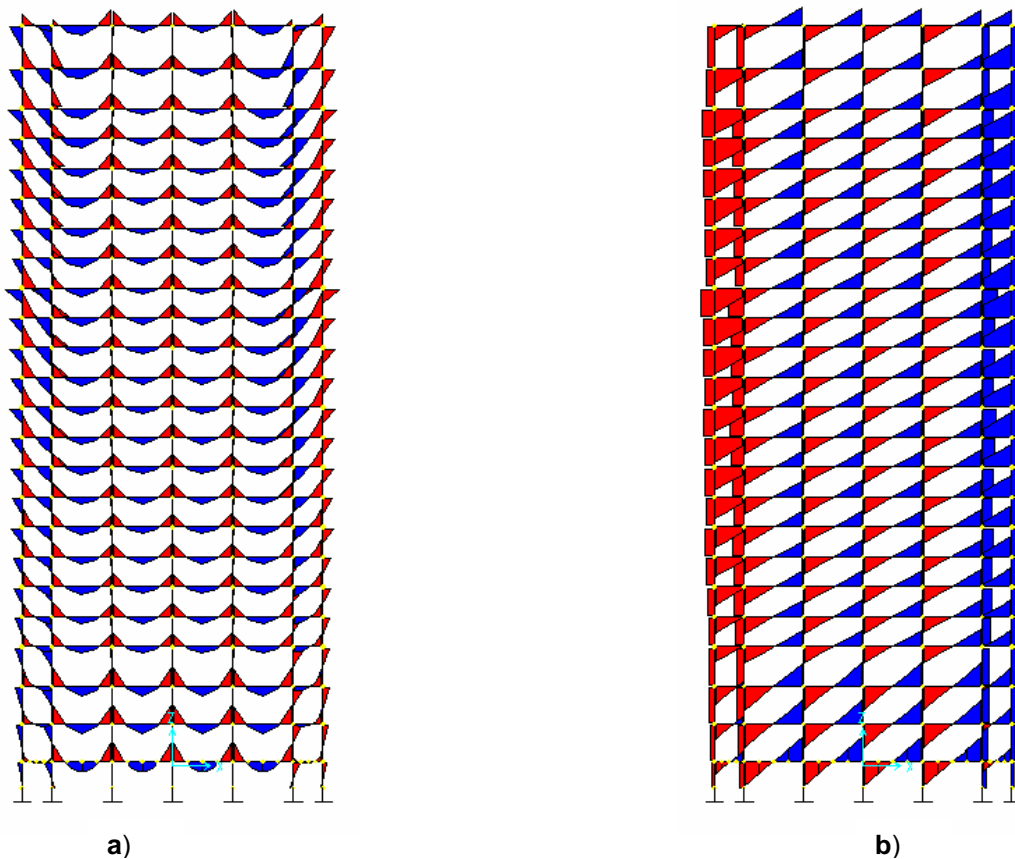


Figura 3.5 a) Diagramas de Momentos Flexionantes b) Diagramas de Cortantes

Los perfiles seleccionados para vigas y columnas se resumen en las Tablas 3.4 y 3.5. En la Figura 3.7 se muestra la ubicación de los perfiles dentro del marco, y las Figuras 3.8 y 3.9 muestran sus secciones transversales. Los perfiles deben fabricarse con acero A50, cuyo esfuerzo nominal de fluencia corresponde a 3515 kg/cm^2 . Conforme a lo que se mencionó con anterioridad, los perfiles que se muestran fueron utilizados en todos los marcos de la edificación.

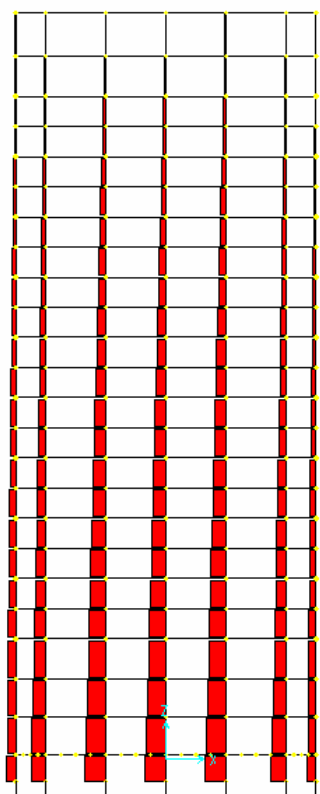


Figura 3.6 Diagramas de Carga Axial en Columnas

Tabla 3.4 Resumen de Perfiles en Vigas

Nivel	Eje	Descripción Acero A50	Peso (kg/m)
1-24	/A y B y /F y G	W 12 x 22	32.8
1-4	/B y F	W 18 x 65	96.7
5-24	/A y B y /F y G	W 16 x 50	74.4

Tabla 3.5 Resumen de Perfiles en Columnas

Nivel	Eje	Descripción Acero A50	Peso (kg/m)
1-8	A y G	W 14 x 257	382.9
1-8	B y F	W 14 x 550	820.4
1-8	C, D y E	W 14 x 665	992.6
9-16	A y G	W 14 x 132	196.5
9-16	B y F	W 14 x 342	511.5
9-16	C, D y E	W 14 x 426	633.1
17-24	A y G	W 14 x 68	101.3
17-24	B y F	W 14 x 176	262.3
17-24	C, D y E	W 14 x 211	314

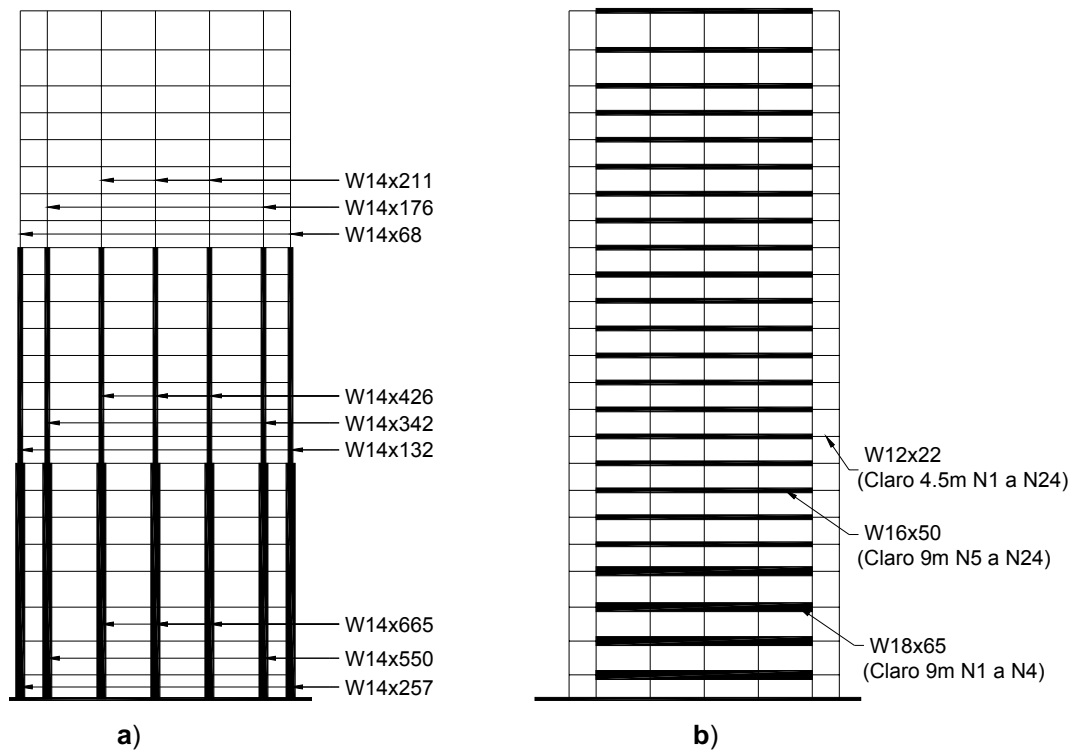


Figura 3.7 Perfiles en Marco Gravitacional a) Columnas b) Vigas

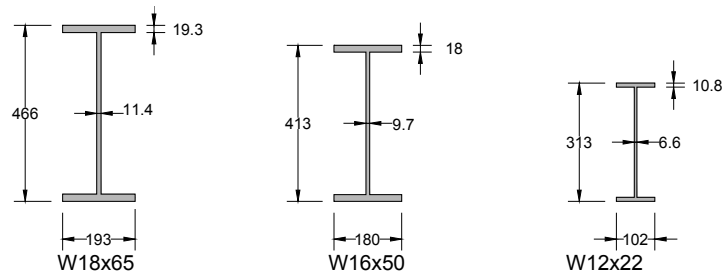


Figura 3.8 Secciones Transversales de Vigas

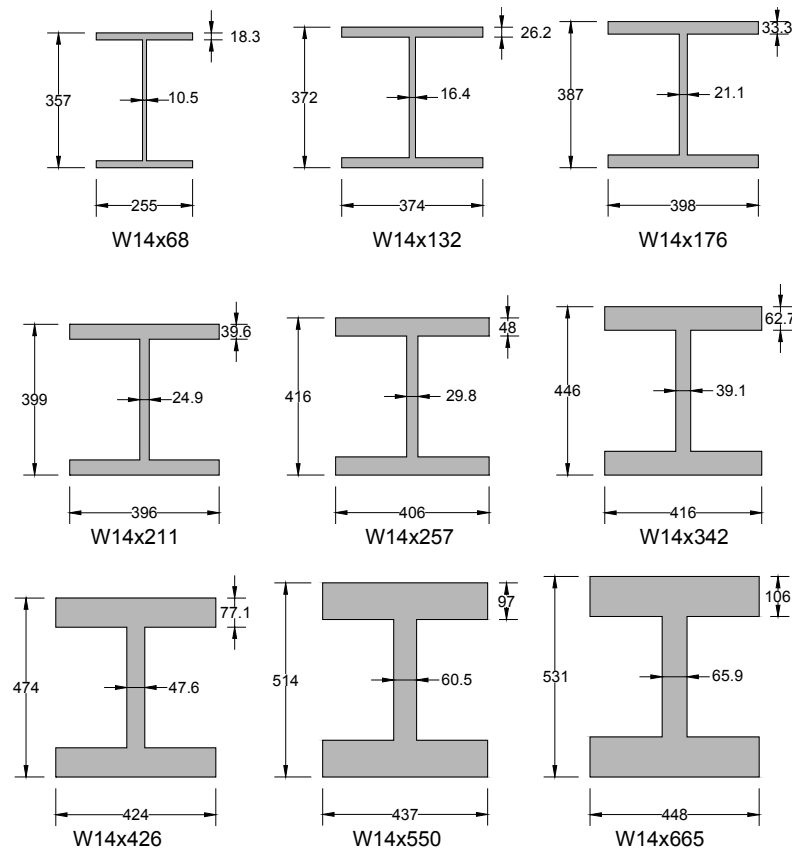


Figura 3.9 Secciones Transversales de Columnas

3.4 Análisis estático no lineal

Se llevo a cabo un análisis estático no lineal bajo deformación monótonamente creciente del marco tipo, análisis de empujón. Para ello se utilizó el programa DRAIN 2DX, Prakash et al. (1993). De particular importancia para el diseño del sistema de contraventeo es la distorsión de entrepiso asociada a la operación inmediata del sistema gravitacional.

3.4.1 Modelado

El modelo de análisis no lineal del sistema gravitacional consideró uno de los marcos centrales del edificio. Se considera que la información que arroja el modelo bidimensional de dicho marco es representativa del sistema gravitacional completo.

A las vigas del marco se asignó un comportamiento bilineal con pendiente post-fluencia positiva como el mostrado en la Figura 3.10. A la pendiente post-elástica ($EI_{post-elástica}$) se asignó un valor igual al 1.5% de la pendiente elástica ($EI_{elástica}$).

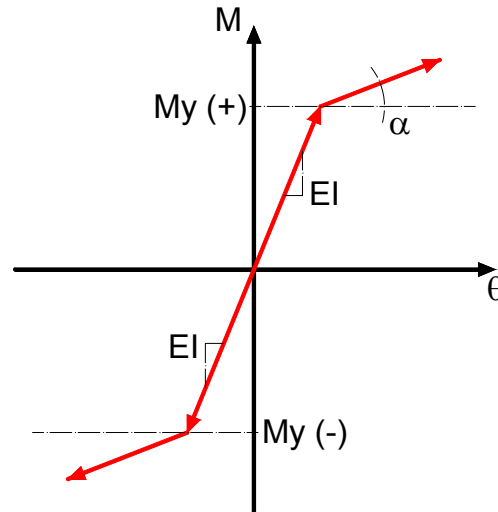


Figura 3.10 Comportamiento No lineal de Vigas.

En el caso de las columnas, se utilizó el modelo bilineal con pendiente post-fluencia igual a cero como el ilustrado en la Figura 3.11a, que consideró la interacción carga axial-momento flexionante mostrada en la figura 3.11b

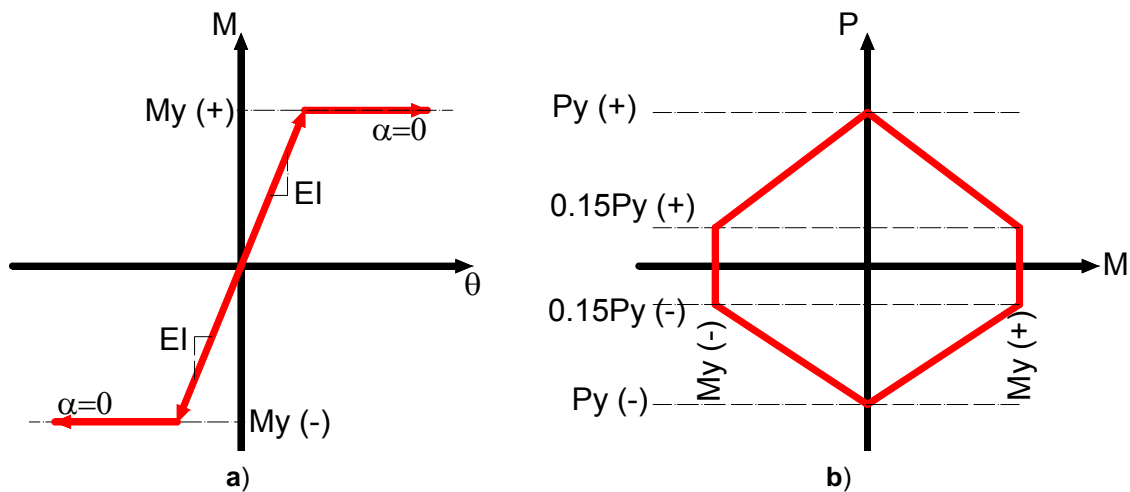


Figura 3.11 Comportamiento No lineal de Columna a) Momento-Curvatura b) Interacción Axial-Flexión

Para la estimación de las propiedades estructurales de vigas y columnas se utilizaron las propiedades esperadas de los materiales estructurales. En particular, el esfuerzo esperado de fluencia se estimó al incrementar en 10% el esfuerzo nominal de fluencia, que es el porcentaje de sobrerresistencia que se indica en las NTC-EM 2004 para acero A50.

Se considera la contribución de la losa a la resistencia y rigidez de la vigas a través de asignarle a cada una de ellas un ancho efectivo de losa, b_e , que trabaja en conjunto con la sección de

acero. El ancho efectivo, b_e , se estimó considerando los criterios de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-EC 2004). Se usó el mismo ancho tanto para momento negativo como para momento positivo. Las Figuras 3.12 y 3.13 resumen las secciones utilizadas para estimar las propiedades estructurales de las vigas para flexión positiva y negativa, respectivamente. Para flexión positiva, los cálculos consideraron un área equivalente de acero para modelar la losa. En el caso de flexión negativa, se consideró la participación de la losa acero y de las varillas de refuerzo en la parte superior de la losa para el cálculo de las propiedades estructurales de las vigas.

Las Tablas 3.6 y 3.7 resumen las propiedades de los perfiles utilizados para las vigas del sistema gravitacional. En ellas, I_x es el momento de inercia de la sección de acero, b_e el ancho efectivo de losa, e I_{xprom} el promedio de las inercias positiva y negativa (la rigidez a flexión de las vigas se estimó como el promedio de las inercias calculadas para momento positivo y negativo en sus extremos). Además, $M_y(+/-)$ es el momento de fluencia de la sección de acero, $M_y(+)$ y $M_y(-)$ los momentos de fluencia positivo y negativo, respectivamente, que consideran la contribución de la losa, y α la relación entre la pendiente post-fluencia y la pendiente elástica.

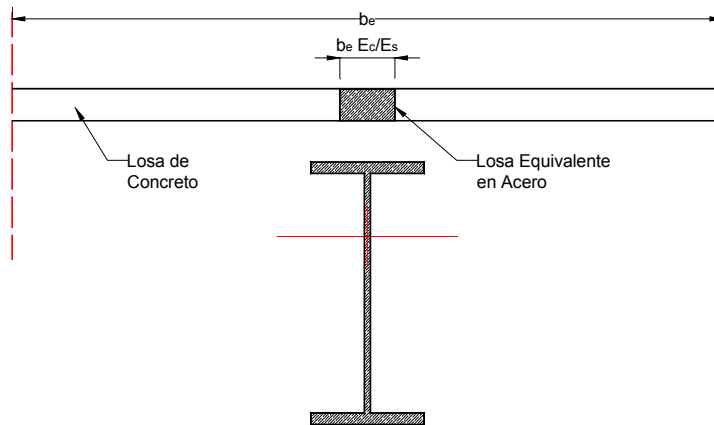


Figura 3.12 Sección compuesta de Viga. Momento Positivo

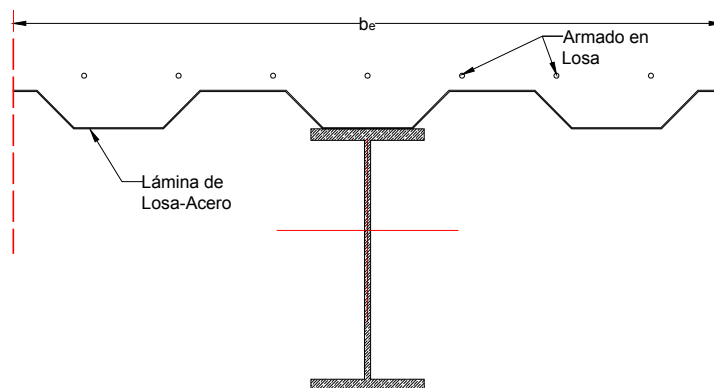


Figura 3.13 Sección compuesta de Viga. Momento Negativo

Tabla 3.6 Propiedades de Rigidez de Vigas

Nivel	Eje	Desc.	I_x (cm ⁴)	b_e (cm)	$I_{x \text{ Prom}}$ (cm ⁴)	Área (cm ²)
1-24	/A y B y /F y G	W 12 x 22	6493	56	12685	41.80
1-4	/B y F	W 18 x 65	44537	113	55467	123.20
5-24	/A y B y /F y G	W 16 x 50	27430	113	39363	94.80

$I_{x \text{ prom}}$ Incluye reducción por flexibilidad de Conexión y contribución de losa

Tabla 3.7 Propiedades de Resistencia de Vigas

Nivel	Eje	Desc.	M_y (+/-) s/Losa ton.m	M_y (+) c/Losa ton.m	M_y (-) c/Losa ton.m	α
1-24	/A y B y /F y G	W 12 x 22	16.09	28.60	23.10	0.015
1-4	/B y F	W 18 x 65	74.14	111.10	94.60	0.015
5-24	/A y B y /F y G	W 16 x 50	51.32	81.40	72.60	0.015

$R_y=1.1$ $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$ $F_{yr}=3867 \text{ kg/cm}^2$

La flexibilidad de la conexión viga-columna se modeló de manera indirecta a través de reducir la inercia de las vigas conforme a las indicaciones del FEMA 273 (NERHP 1997). Dicha flexibilidad se debe, entre otras cosas, a que el detallado estándar de las conexiones (Q de 2) difiere significativamente del detallado dúctil para las mismas (Q de 4). Lo anterior resulta en que las conexiones del marco estén parcialmente restringidas. El modelo del FEMA reduce la inercia de las vigas por medio de considerar la adición de dos resortes rotacionales, uno con la rigidez de la viga y otro con la rigidez de la conexión:

$$I_{b \text{ Reducida}} = \frac{1}{\frac{6h}{L_b^2 K_\theta} + \frac{1}{EI_b}} \quad (3.1)$$

Donde $I_{b \text{ Reducida}}$ es el momento de inercia reducido, h la altura de entrepiso, L_b el claro de la viga, E el módulo de elasticidad del acero, y K_θ la rigidez rotacional de la conexión, que se estima como:

$$K_\theta = \frac{M_{CE}}{0.005}$$

Donde M_{CE} es el momento resistente esperado.

Las vigas ubicadas en las crujeas extremas, que exhiben un claro de 4.50 metros y se conectan a las columnas por medio de conexiones a corte, se modelaron como articuladas en sus extremos.

Las columnas del primer piso se modelaron como empotradas en la base, y se consideró la pendiente post-fluencia positiva en las vigas. Las Tablas 3.8 y 3.9 resumen las propiedades estructurales de los perfiles usados para las columnas del sistema gravitacional. En dichas tablas, A es el área de la sección transversal, I_x el momento de inercia y A_v el área de corte (área del alma). Además, $M_y(+/-)$ es el momento de fluencia de la sección, P_yT y P_yC las cargas de fluencia y crítica de pandeo, respectivamente, y α la relación entre la pendiente post-fluencia y la pendiente elástica.

Tabla 3.8 Propiedades de Rigidez de Columnas

Nivel	Eje	Descripción	A (cm ²)	I_x (cm ⁴)	A_v (cm ²)
1-8	A y G	W 14 x 257	488	141518	85
1-8	B y F	W 14 x 550	1045	392505	172
1-8	C, D y E	W 14 x 665	1264	516125	205
9-16	A y G	W 14 x 132	250	63383	47
9-16	B y F	W 14 x 342	652	203953	112
9-16	C, D y E	W 14 x 426	807	274712	137
17-24	A y G	W 14 x 68	129	30094	29
17-24	B y F	W 14 x 176	334	89073	60
17-24	C, D y E	W 14 x 211	400	110717	71

Tabla 3.9 Propiedades de Resistencia de Columnas

Nivel	Eje	Descripción	$M_y(+/-)$	P_yT	P_yC	α
1-8	A y G	W 14 x 257	309	1886	1232	0
1-8	B y F	W 14 x 550	748	4040	3070	0
1-8	C, D y E	W 14 x 665	938	4887	4100	0
9-16	A y G	W 14 x 132	148	968	739	0
9-16	B y F	W 14 x 342	426	2520	2011	0
9-16	C, D y E	W 14 x 426	551	3118	3053	0
17-24	A y G	W 14 x 68	73	499	300	0
17-24	B y F	W 14 x 176	203	1292	1011	0
17-24	C, D y E	W 14 x 211	247	1547	1238	0

* $R_y=1.1$ $F_y=3515\text{kg/cm}^2$

3.4.2 Patrón de Cargas Laterales

El patrón de carga laterales aplicado en el marco se estableció a partir de la Ecuación 2.14 para un m de dos. La Figura 3.14 resume dicho patrón.

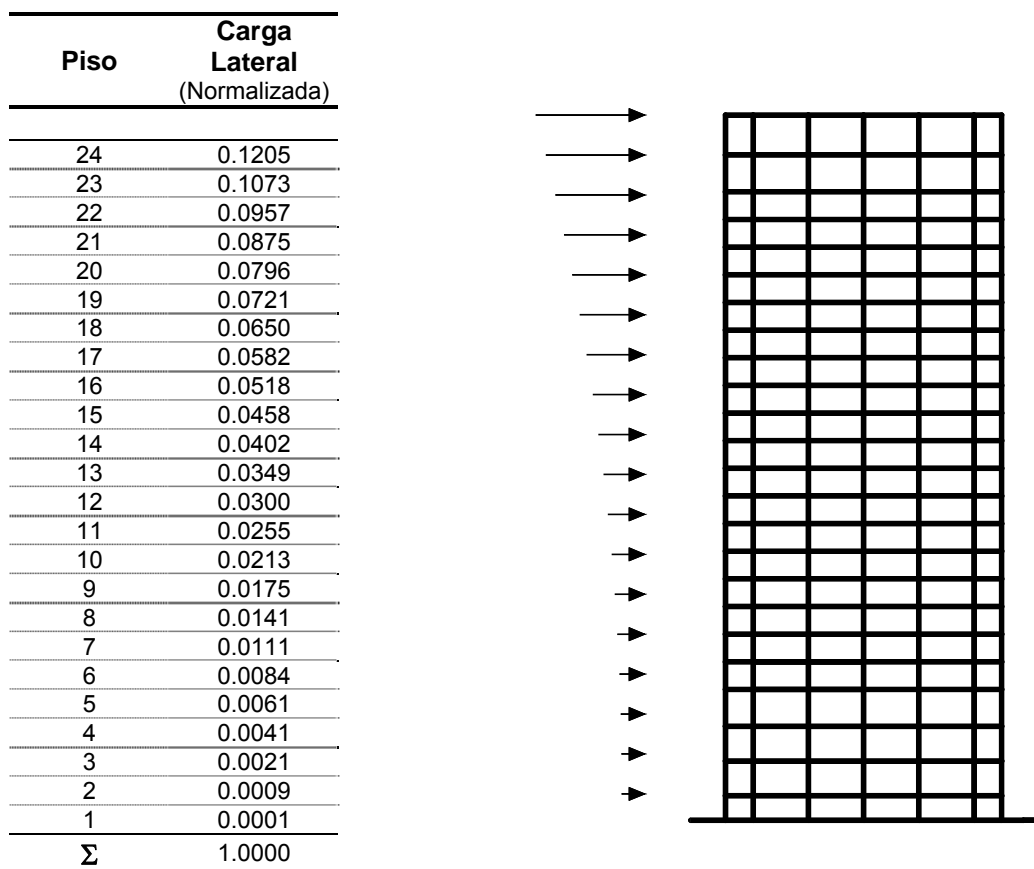


Figura 3.14 Patrón de Carga Lateral en *Análisis Estático No Lineal*

3.4.3 Propiedades Mecánicas del Sistema Gravitacional

De acuerdo al modelo de análisis no lineal, el periodo fundamental de vibración del marco es de 8.42 seg. (Este periodo representa al de todo el edificio). El sistema gravitacional exhibe una rigidez lateral muy por debajo de la que requiere un estructura sismorresistente.

En análisis estático no lineal se detuvo cuando se alcanzó el desplazamiento de azotea para el cual alguna de las vigas o columnas desarrolla una rotación máxima de 0.005. Este último valor se consideró como el umbral de rotación plástica aceptable para el estado límite de operación inmediata.

La Figura 3.15 muestra la curva cortante basal contra desplazamiento de azotea del sistema gravitacional, e indica en ella el desplazamiento de azotea (72 cm) para el cual se alcanzó de manera simultánea la rotación de 0.005 en varias vigas del marco. La Figura 3.16 indica la distribución de articulaciones plásticas formadas en los elementos estructurales en el momento en que se alcanza dicho desplazamiento.

La Figura 3.17 muestra la evolución de la distribución en altura de desplazamiento de entrepiso conforme se incrementa la deformación lateral del sistema gravitacional hasta alcanzar un desplazamiento de azotea de 72 cm. Conforme muestra la Figura 3.18, la distorsión de entrepiso correspondiente a la operación inmediata del sistema gravitacional se encuentra cercana al valor de 0.0093.

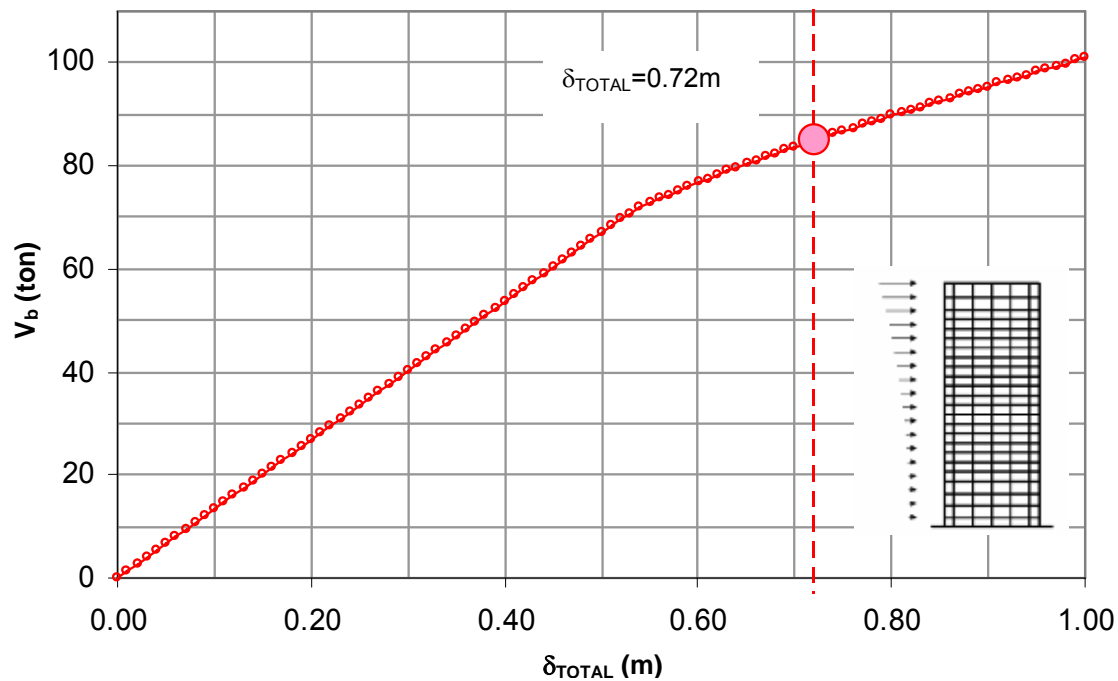


Figura 3.15 Curva Cortante Basal vs. Desplazamiento de Azotea Marco Gravitacional

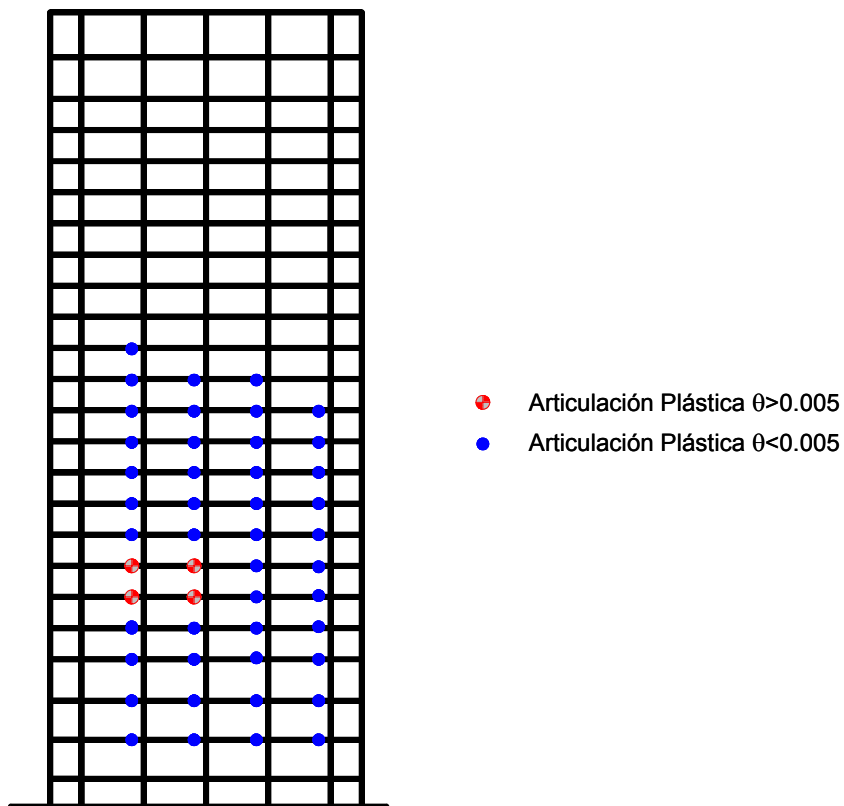


Figura 3.16 Formación de Articulaciones Plásticas a $\delta_{TOTAL} = 72\text{cm}$

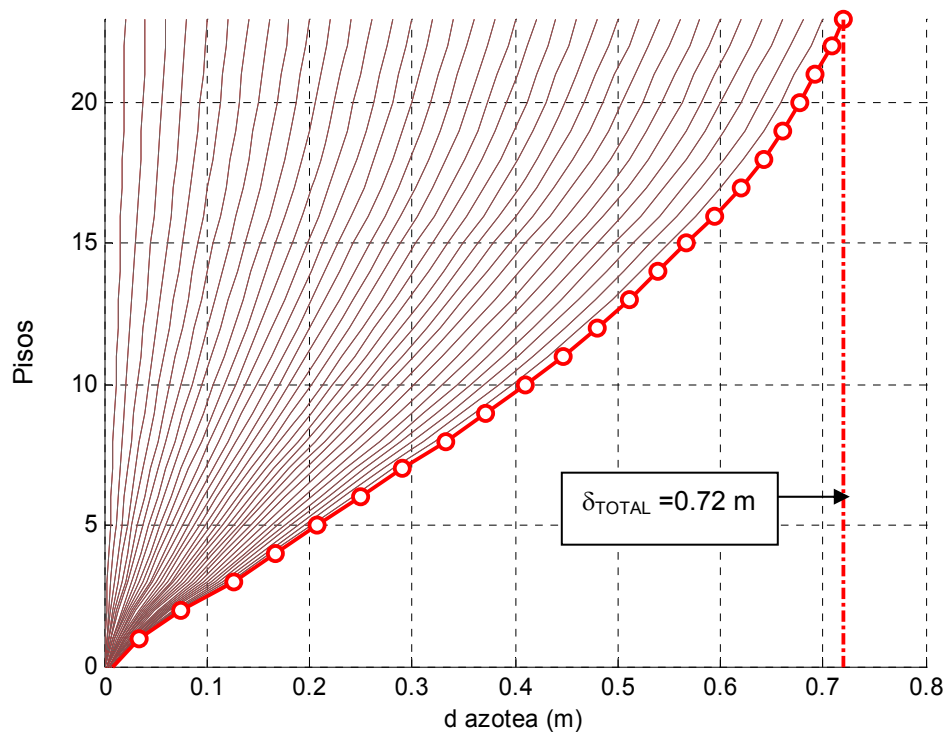


Figura 3.17 Desplazamientos de Entrepiso. Empujón Marco Gravitacional

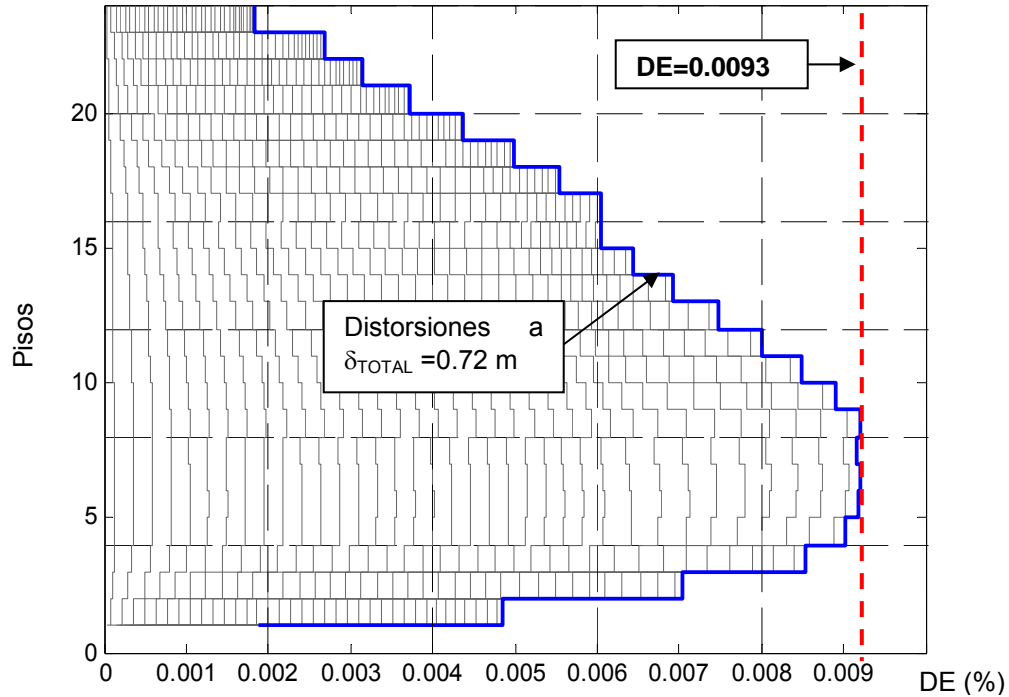


Figura 3.18 Distorsiones de Entrepiso. Empujón Marco Gravitacional

4 SISTEMA DE CONTRAVENTE

Este capítulo describe la configuración y diseño del sistema de contraventeo del edificio de 24 pisos. En resumen, se contraventean las dos crujeas centrales de los tres marcos centrales en cada dirección de análisis. El diseño del sistema de contraventeo, que se hace utilizando la metodología introducida en el capítulo 2, considera que dicho sistema debe aportar toda la capacidad sismorresistente a la edificación.

4.1 Espectros de Diseño

Los espectros de diseño se establecieron a partir de dos grupos de acelerogramas, uno para cada uno de los estados límite de servicio y seguridad. Los espectros de diseño de un grupo dado se establecieron a partir de la media más una desviación estándar (σ) de los correspondientes espectros derivados de cada acelerograma dentro de dicho grupo. Para ambos juegos, el periodo dominante del terreno corresponde a 2 seg.

Los acelerogramas utilizados para el estado límite de servicio se escalaron de tal manera que su aceleración máxima correspondiera a 35 cm/seg^2 (que corresponde aproximadamente a un quinto de la aceleración máxima del terreno registrada en la dirección este-oeste de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante 1985). El conjunto acelerogramas usados para este estado límite tienen aceleraciones máximas que no difieren mucho de dicha aceleración, de tal manera que el factor de escala no excede el valor de 1.5 en ninguno caso. Lo anterior fomenta que se conserven las características dinámicas originales de los acelerogramas. La Figura 4.1 y la Tabla 4.1 resumen los registros utilizados, y algunas de sus características (T_g y A_{max} son el periodo dominante y aceleración máxima del registro).

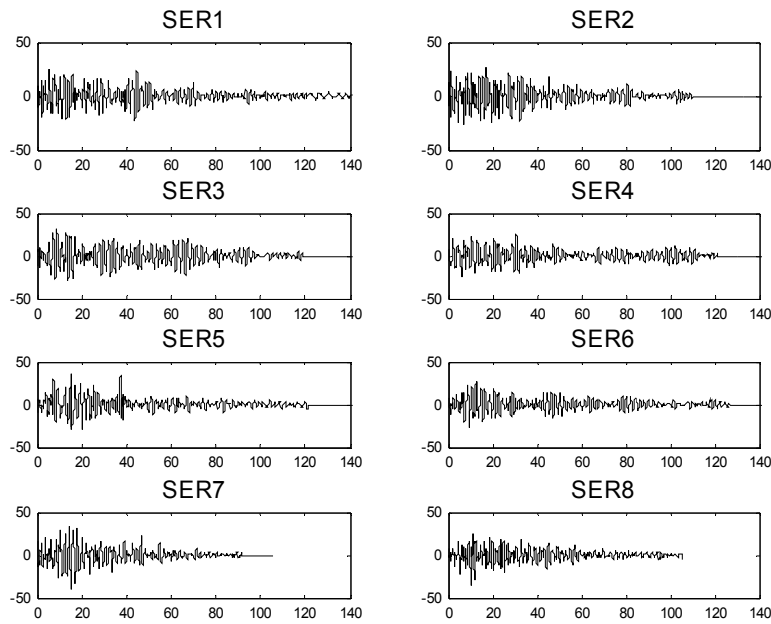


Figura 4.1 Sismos de Servicio

Tabla 4.1 Registros para Espectros de Diseño Estado Límite de Servicio

	Reg	Fecha	M _c	Comp	Duración (seg.)	T _g (seg.)	Estación	A _{max} (cm/s ²)	Factor para 35 cm/s ²
SER1	s31	14/09/95	7.30	EO	120.28	2	CUPJ	24.80	1.41
SER2	s32	14/09/95	7.30	NS	110.14	2	CUPJ	26.00	1.35
SER3	s45	14/09/95	7.30	EO	118.62	2	Garibaldi	30.50	1.15
SER4	s46	14/09/95	7.30	NS	121.30	2.1	Garibaldi	26.00	1.35
SER5	s51	14/09/95	7.30	EO	121.30	2.1	H Juárez	35.90	0.98
SER6	s79	14/09/95	7.30	EO	127.44	2	Tlatelolco	26.70	1.31
SER7	s89	14/09/95	7.30	EO	91.68	2	Alameda	40.60	0.86
SER8	s90	14/09/95	7.30	NS	105.60	2	Alameda	34.90	1.00

Las Figuras 4.2 y 4.3 muestran con pequeños cuadrados las ordenadas espectrales correspondientes a cada registro incluido en la Tabla 4.1, y con líneas delgada y gruesa la media y media+ σ de los espectros. Conforme al nivel esperado de daño para el estado límite de servicio, los espectros se derivan de comportamiento elástico y un porcentaje de amortiguamiento crítico de 2%.

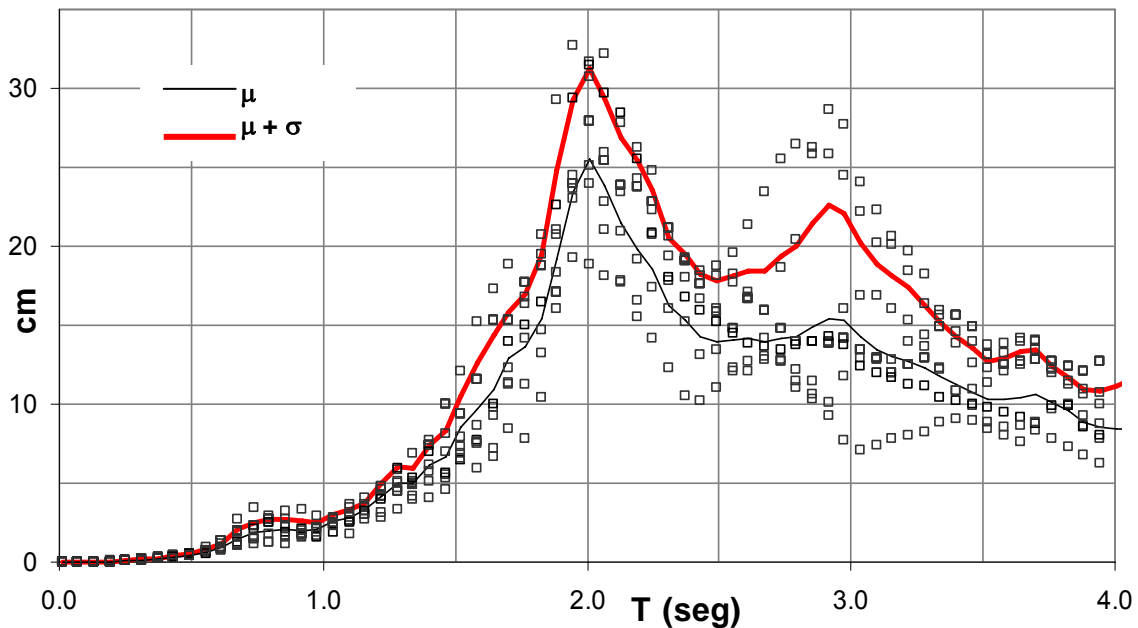


Figura 4.2 Espectros de Respuesta y de Diseño de Desplazamiento, Estado Límite de Servicio

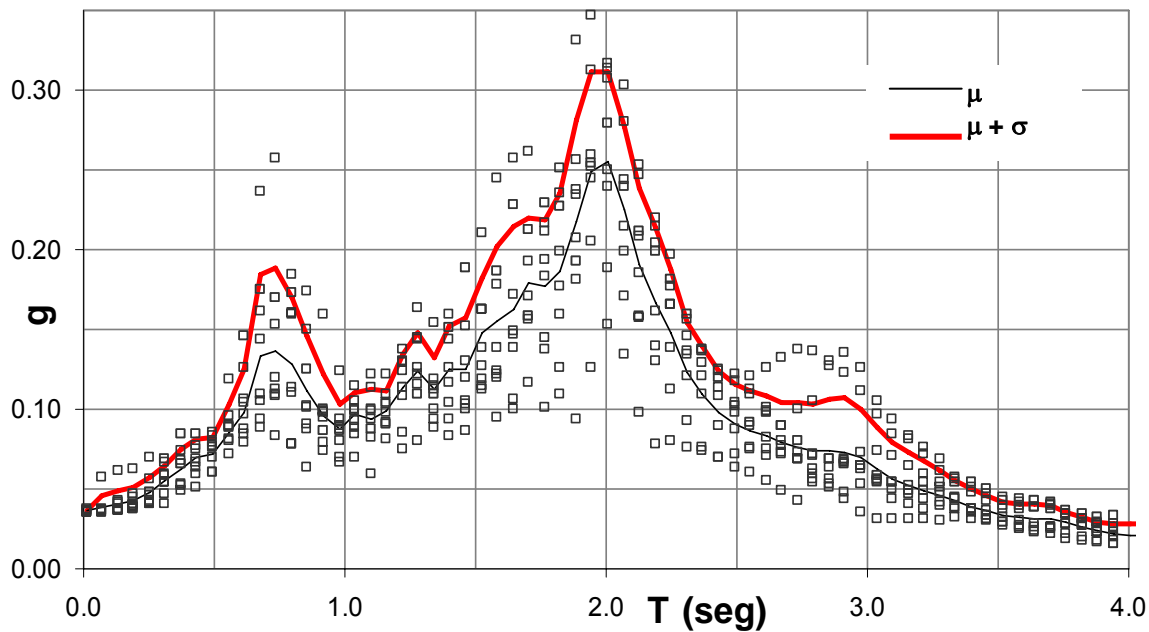


Figura 4.3 Espectros de Respuesta y de Diseño de Aceleraciones, Estado Límite de Servicio

Dado que no existen suficientes registros de movimientos de gran intensidad en la Zona del Lago del D.F., se generó una serie de sismos sintéticos que reflejaran las características del movimiento registrado en la dirección Este-Oeste de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante 1985. Para ello se utilizó un algoritmo de simulación basado en suma estocástica de sismos pequeños Kohrs-Sansorny et al (2005); este método suma sismos idénticos con diferentes factores de escala y retrasos aleatorios de tiempo. Como movimiento semilla se utilizó el registro obtenido durante 1989 en la dirección este-oeste de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Las Figuras 4.4 y 4.5 muestran el movimiento semilla y los acelerogramas generados a partir de él. La Tabla 4.2 resume las características de aceleración máxima y duración de los movimientos sintéticos.

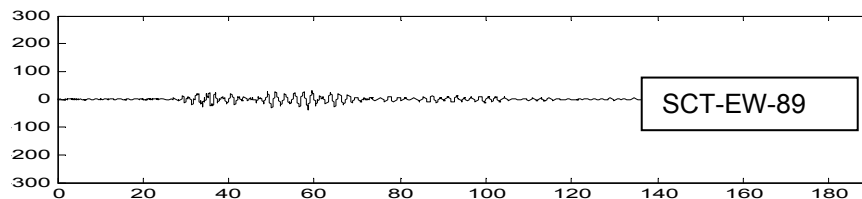


Figura 4.4 Sismo Semilla (SCT-EW-89)

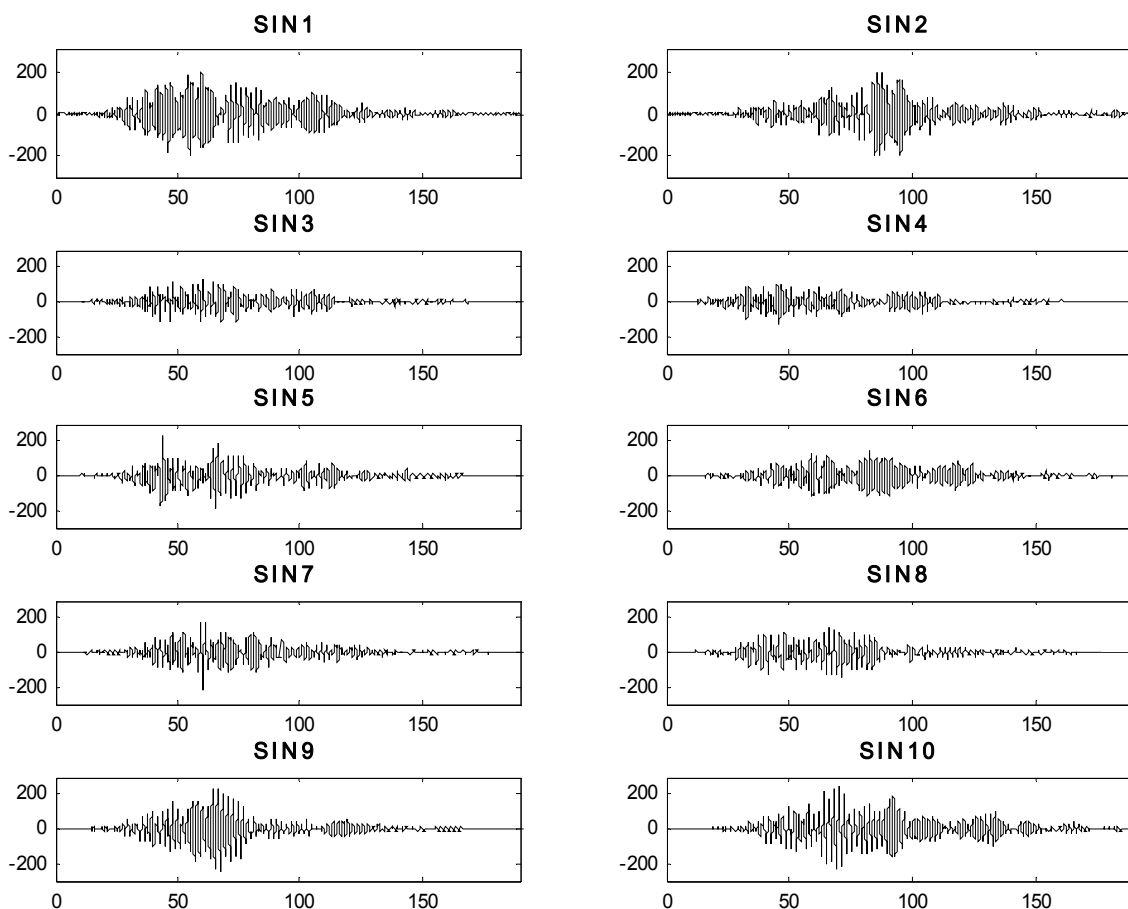


Figura 4.5 Sismos Sintéticos

Tabla 4.2 Sismos Sintéticos para Espectros de Estado Límite de Seguridad

Reg	Duración (seg.)	T_g (seg.)	A_{max} (cm/s ²)
1	213.66	2	202.00
2	197.00	2	203.00
3	217.23	2	128.00
4	205.21	2	126.00
5	210.66	2	228.00
6	232.00	2	144.00
7	222.51	2	215.00
8	210.69	2	148.00
9	216.67	2	248.00
10	231.85	2	242.00

Las Figuras 4.6 y 4.7 muestran, con pequeños cuadrados, las ordenadas espectrales de cada registro incluido en la Tabla 4.2, y con líneas delgada y gruesa la media y media+ σ de los

espectros. Los espectros que se muestran corresponden a ductilidades máximas de 1, 2 y 4, y a un porcentaje de amortiguamiento crítico de 5%. Las Figuras 4.8 y 4.9 resumen los espectros de diseño considerados para el estado límite de seguridad.

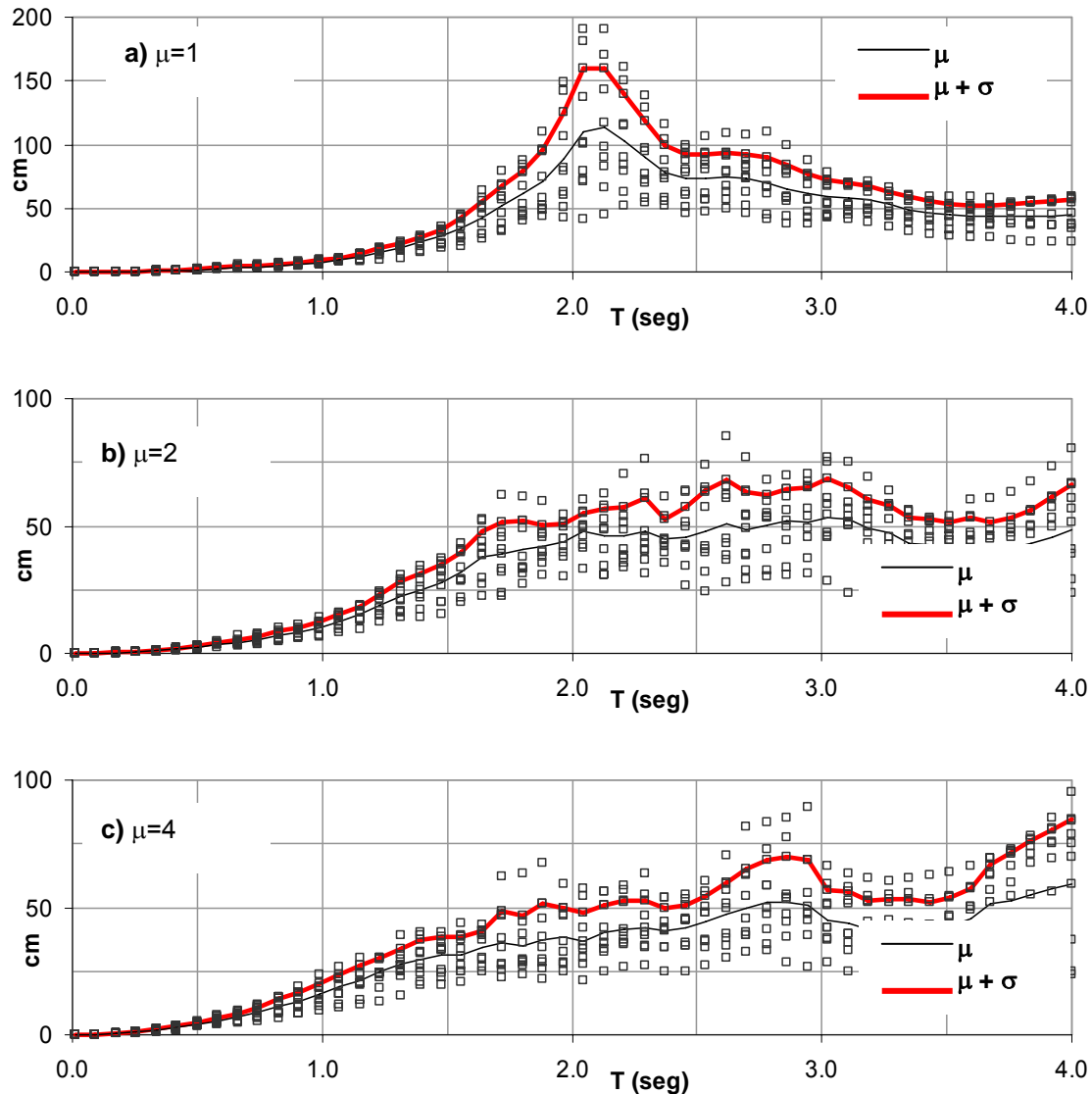


Figura 4.6 Espectros de Respuesta de Desplazamientos, E. L. de Seguridad, a) $\mu=1$, b) $\mu=2$ c) $\mu=4$

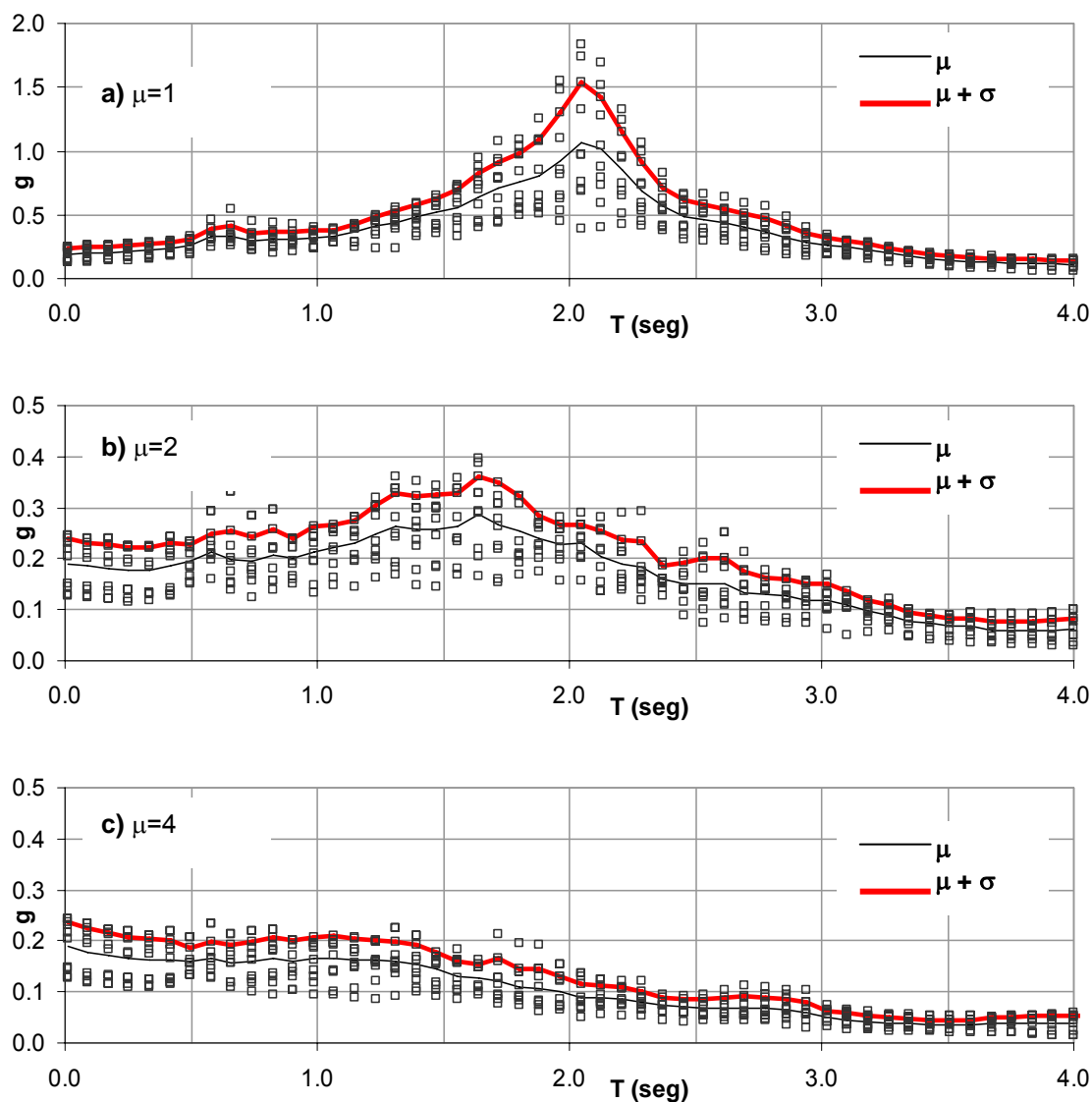


Figura 4.7 Espectros de Respuesta de Aceleraciones, E. L. de Seguridad, a) $\mu=1$, b) $\mu=2$ c) $\mu=4$

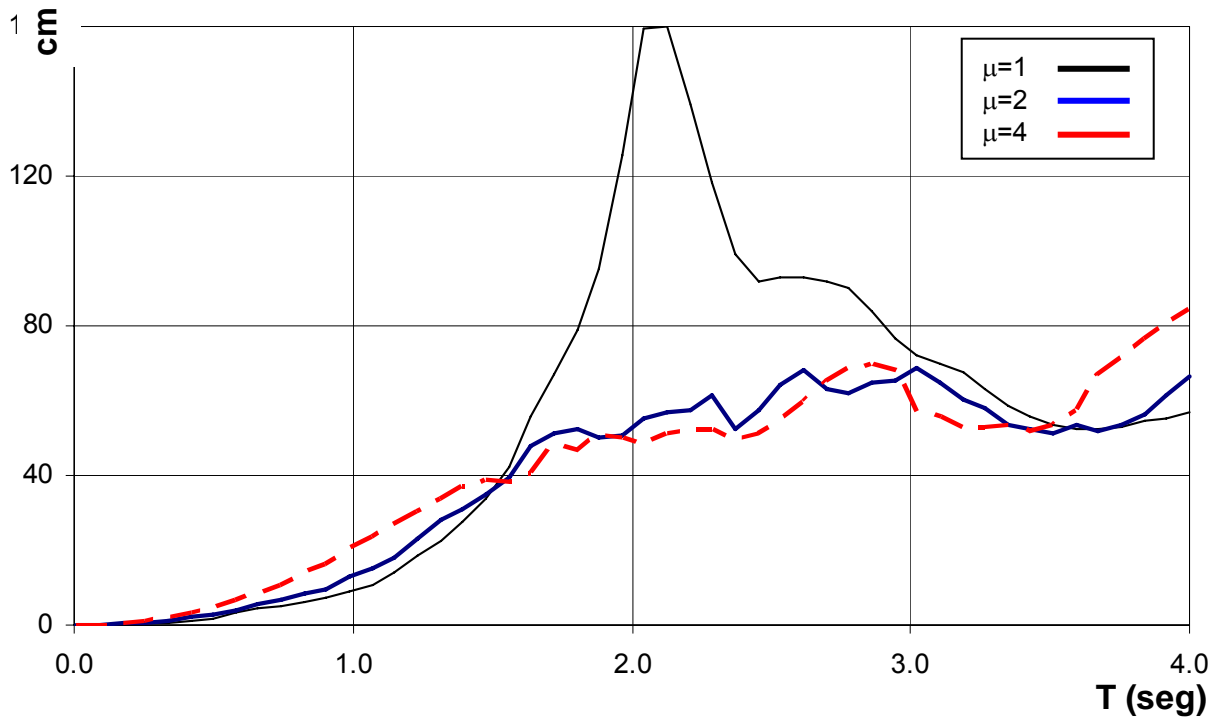


Figura 4.8 Espectro de Diseño de Desplazamientos, Estado Límite de Seguridad

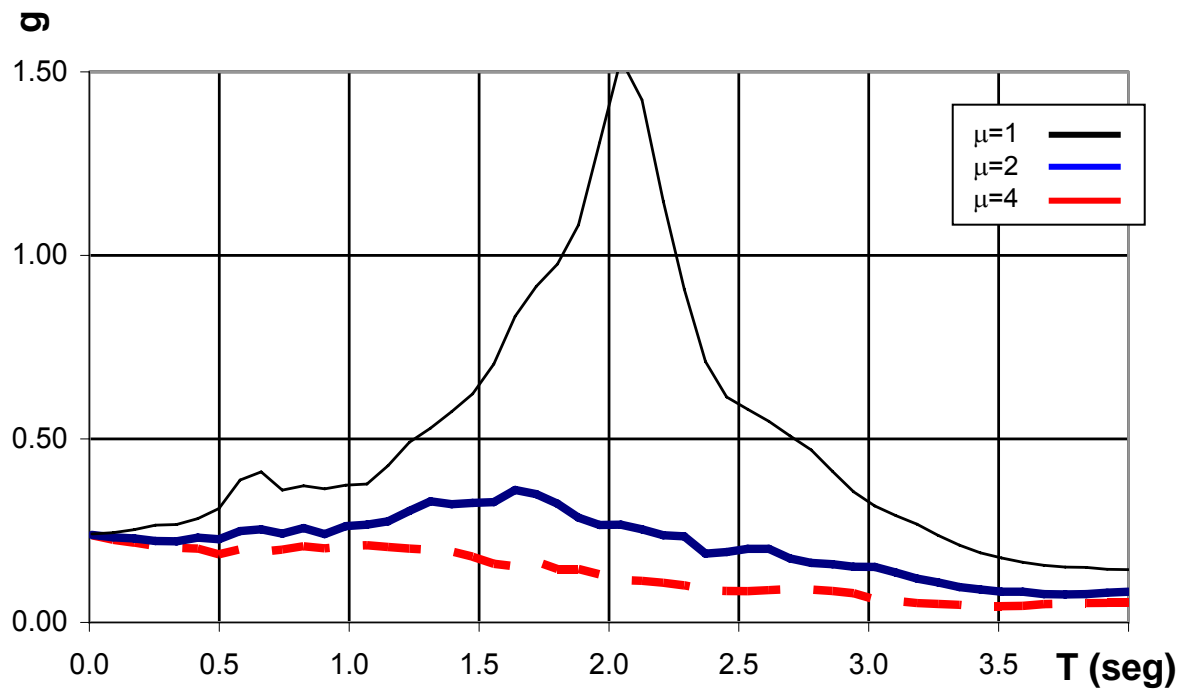


Figura 4.9 Espectro de Diseño de Aceleraciones, Estado Límite de Seguridad

4.2 Prediseño por Desempeño

Para los estados límite bajo consideración, los objetivos de diseño de la edificación plantean:

- Estado Límite de Servicio. Durante la ocurrencia de excitaciones sísmicas moderadas, el sistema estructural integrado debe permanecer elástico, y el sistema no-estructural debe permanecer sin daño.
- Estado Límite de Seguridad. Ante la ocurrencia de un sismo severo, el sistema gravitacional debe permanecer operable mientras que el sistema de contraventeo exhibe comportamiento plástico de importancia. El sistema no estructural debe quedar libre de colapsos locales.

4.3 Distorsiones de Diseño

En cuanto a los elementos no estructurales del edificio, se considera que estos están constituidos por muros de tablaroca unidos a la estructura a través de clavarlos y pegarlos a un bastidor de madera, fijado a su vez a la estructura. Con base en la evidencia presentada por (Reyes 2000), se consideran en este trabajo umbrales de distorsión de 0.003 y 0.010 para evitar daño y colapso parcial, respectivamente.

Es importante mencionar que la idealización que se ha hecho de la edificación en cuanto a la descomposición de la deformación lateral en componentes de corte y flexión es válida para el núcleo central contraventeado. Lejos de este, no es fácil establecer dichas componentes, ya que los marcos gravitacionales tienden a acomodar el total de su deformación lateral a través de deformaciones a corte. Debido a lo anterior, para el estado límite de servicio se sugiere que el umbral de distorsión para el diseño del sistema de contraventeo sea sustancialmente menor que aquel que es capaz de acomodar el sistema no estructural. Dado que como se discutirá mas adelante, el sistema de contravientos se diseña para que la mitad de su desplazamiento de azotea se de por comportamiento a corte, y la otra mitad por comportamiento a flexión, y suponiendo que toda la distorsión que tenga que acomodar el sistema gravitacional se de enteramente a corte, se propone que la distorsión a corte máxima aceptable en el sistema de contravientos sea la mitad de la que puede acomodar el sistema no estructural: $0.50 \times 0.003 = 0.0015$. Bajo esta consideración, 0.0015 es el valor máximo permisible para la distorsión de entrepiso a corte correspondiente al estado límite de servicio.

En cuanto al estado límite de seguridad, las columnas de soporte se diseñan para permanecer elásticas con el propósito de estabilizar el comportamiento plástico de sistema de contraventeo, y minimizar los efectos $P-\Delta$ actuantes en la edificación. Bajo este enfoque, el comportamiento plástico del sistema de contraventeo está dominado por componentes de deformación a corte, y la distorsión total de entrepiso es ligeramente mayor que la distorsión asociada a corte. Dado que como se discutirá más adelante, el sistema de contravientos se diseña para que el 75% de su desplazamiento de azotea se dé por comportamiento a corte, se propone que la distorsión a corte máxima aceptable en el sistema de contravientos sea 75% de la que puedan acomodar los sistemas no estructural y gravitacional (0.010 y 0.0093, respectivamente). Bajo esta consideración, es conveniente que el valor máximo permisible para la distorsión de entrepiso a corte esté cercana a $0.75 \times \text{menor}(0.01, 0.0093) = 0.007$. Note que para el caso estudiado, el umbral de distorsión a corte que rige el diseño es el correspondiente al sistema gravitacional.

Con base en lo anterior, se asignó a las distorsiones de entrepiso a corte los siguientes valores de diseño:

$$(DE_{COR})^{SER} = 0.0015$$

$$(DE_{COR})^{SEG} = 0.008$$

Para que satisfaga sus condiciones de desempeño, es necesario concebir al sistema de contravento para que fluya a distorsiones a corte cercanas a 0.0015, y para exhibir comportamiento plástico de consideración para distorsiones a corte cercanas a 0.008. Acorde a la Ecuación 2.1:

$$(f_{cv})_y = \frac{3}{4}(DE)_y E = \frac{3}{4}(0.0015)(2039000) = 2294 \text{ kg/cm}^2$$

Si se considera que el acero de los contravientos tienen una sobrerresistencia del 10%, entonces se requiere fabricarlos con un acero comercial cuyo esfuerzo de fluencia este lo más cercano posible a:

$$(f_{cv})_y = \frac{2294 \text{ kg/cm}^2}{1.10} = 2085 \text{ kg/cm}^2$$

Dentro de las posibilidades disponibles en el mercado mexicano, se selecciona un acero con esfuerzo de fluencia de 2100 kg/cm².

Considerando que la máxima distorsión a corte permisible durante el estado límite de seguridad es de 0.008, el sistema de contravientos debe ser capaz de desarrollar a nivel entepiso una ductilidad máxima a corte cercana a $0.008/0.0015=5.3$. Dado que el valor de ductilidad máxima a corte que debe asignarse al sistema de contravento debe ser menor que la ductilidad máxima de entepiso, y que la edificación bajo consideración es razonablemente regular en altura, se establece una ductilidad máxima a corte para el sistema de contravento (μ_{cv}) de 4 para el estado límite de seguridad.

4.4 Desplazamientos de azotea de diseño

Los umbrales de desplazamiento de azotea debidos a corte pueden determinarse a través de las Ecuaciones 2.2 y 2.3:

$$(\delta_{COR})^{SER} = \frac{(DE_{COR})^{SER} H}{COD^{SER}} = \frac{0.0015(114.8m)}{1.2} \approx 0.15m$$

$$(\delta_{COR})^{SEG} = \frac{(DE_{COR})^{SEG} H}{COD^{SEG}} = \frac{0.008(114.8m)}{1.5} \approx 0.60m$$

Para controlar el movimiento total de la estructura de manera de proporcionar un nivel adecuado de comodidad y seguridad a los ocupantes, es necesario establecer umbrales para el desplazamiento total de azotea:

$$(\delta_T)^{SER} = 0.30m$$

$$(\delta_T)^{SEG} = 0.80m$$

Una vez establecidos los umbrales de desplazamiento total de azotea, es posible, mediante las Ecuaciones 2.4 y 2.5, establecer umbrales de desplazamiento de azotea asociado al comportamiento a flexión de la edificación:

$$(\delta_{FLX})^{SER} = (\delta_T)^{SER} - (\delta_{COR})^{SER} = 0.30m - 0.15m = 0.15m$$

$$(\delta_{FLX})^{SEG} = (\delta_T)^{SEG} - (\delta_{COR})^{SEG} = 0.80m - 0.60m = 0.20m$$

4.5 Periodos fundamentales de vibración de diseño

Los pseudo-desplazamientos utilizados para estimar el periodo fundamental de diseño para cada estado límite bajo consideración pueden estimarse a partir de las Ecuaciones 2.6 y 2.7:

$$(S_D)^{SER} = \frac{(\delta_{COR})^{SER}}{\alpha_{COR}} + \frac{(\delta_{FLX})^{SER}}{\alpha_{FLX}} = \frac{0.15m}{1.4} + \frac{0.15m}{1.6} = 0.20m$$

$$(S_D)^{SEG} = \frac{(\delta_{COR})^{SEG}}{\alpha_{COR}} + \frac{(\delta_{FLX})^{SEG}}{\alpha_{FLX}} = \frac{0.60m}{1.2} + \frac{0.20m}{1.6} = 0.63m$$

Una vez que se tienen disponibles los pseudo-desplazamientos, es posible estimar el periodo para los diferentes estados límite. Mientras que la Figura 4.10 establece el periodo de diseño para el estado límite de servicio, la Figura 4.11 hace lo propio para el estado límite de seguridad. La ductilidad que debe utilizarse para el estado límite de seguridad debe contemplar el efecto integrado de las componentes de deformación a corte y a flexión. Con base en lo anterior, la Ecuación 2.8 sugiere que para evaluar el estado límite de seguridad se utilice una ductilidad máxima de:

$$\mu_{MAX} = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{(\delta_{COR})^{SEG} + (\delta_{FLX})^{SEG}}{\frac{(\delta_{COR})^{SEG}}{\mu_{CV}} + (\delta_{FLX})^{SEG}} = \frac{0.60m + 0.20m}{\frac{0.60}{4} + 0.20m} = 2.28$$

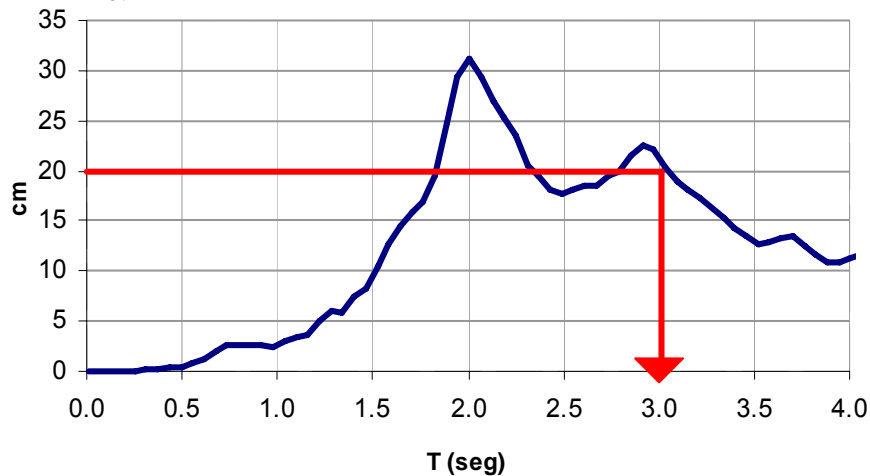


Figura 4.10 Obtención de Periodo Total, Estado Límite de Servicio

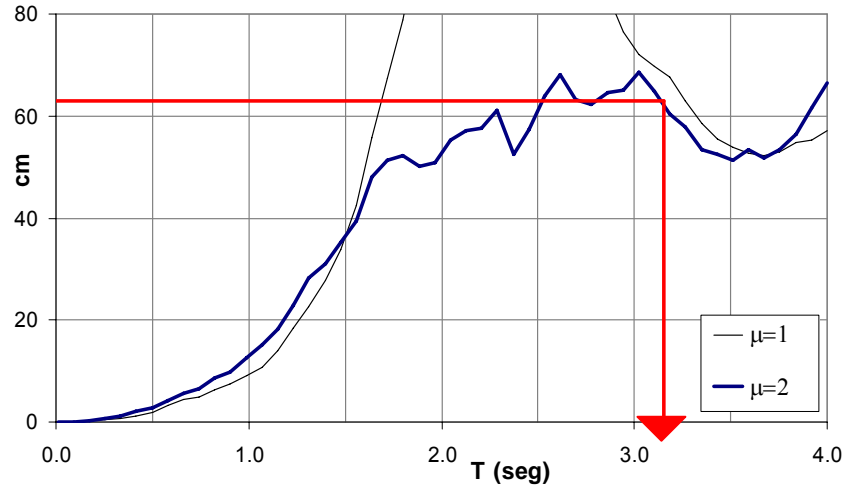


Figura 4.11 Obtención de Periodo Total, Estado Límite de Seguridad

A partir de las Figuras 4.10 y 4.11 se consideran periodos de 3.0 y 3.2 seg. para los estados límite de servicio y seguridad, respectivamente. Dado que para el estado límite de servicio resulta mas conveniente diseñar la estructura para un periodo de 3.2 segundos (conforme muestra la Figura 4.10, los desplazamientos correspondientes a 3.0 segundos son mayores), se considera un periodo fundamental T_T de 3.20 segundos para el dimensionado de contravientos y columnas de soporte.

El periodo asociado a corte para el dimensionado de los contravientos $(T_{COR})^{OBJ}$ se establece a partir del menor valor arrojado por las Ecuaciones 2.10 y 2.11:

$$(T_{COR})^{SER} = \frac{T_T}{\sqrt{1 + \frac{(S_D)_{FLX}^{SER}}{(S_D)_{COR}^{SER}}}} = \frac{3.20seg}{\sqrt{1 + \frac{0.0938m}{0.1071m}}} = 2.34seg$$

$$(T_{COR})^{SEG} = \frac{T_T}{\sqrt{1 + \frac{(S_D)_{FLX}^{SEG}}{(S_D)_{COR}^{SEG} / \mu_{CV}}}} = \frac{3.20seg}{\sqrt{1 + \frac{0.125}{0.5/4}}} = 2.26seg$$

$$(T_{COR})^{OBJ} = \text{menor}((T_{COR})^{SER}, (T_{COR})^{SEG}) = \text{menor}(2.34seg, 2.26seg) = 2.26seg$$

El periodo asociado a flexión para el dimensionado de las columnas de soporte $(T_{FLX})^{OBJ}$ se establece a partir del menor valor arrojado por las Ecuaciones 2.12 y 2.13:

$$(T_{FLX})^{SER} = \frac{T_T}{\sqrt{1 + \frac{(S_D)_{COR}^{SER}}{(S_D)_{FLX}^{SER}}}} = \frac{3.20seg}{\sqrt{1 + \frac{0.1071m}{0.0938}}} = 2.19seg$$

$$(T_{FLX})^{SEG} = \frac{T_T}{\sqrt{1 + \frac{(S_D)_{COR}^{SEG} / \mu_{CV}}{(S_D)_{FLX}^{SEG}}}} = \frac{3.20seg}{\sqrt{1 + \frac{0.50 / 4}{0.125}}} = 2.26seg$$

$$(T_{FLX})^{OBJ} = \text{menor}((T_{FLX})^{SER}, (T_{FLX})^{SEG}) = \text{menor}(2.19seg, 2.26seg) = 2.19seg$$

4.6 Dimensionado por rigidez de contravientos y columnas de soporte

Conforme se explicó con anterioridad, el dimensionado empieza al proponer unas dimensiones iniciales para contravientos y columnas de soporte que se caracterizan por un valor arbitrario de las áreas en la planta baja, y una variación en altura que siga al diagrama de cortante de entrepiso en el caso de los contravientos, y de momento de volteo de entrepiso en el caso de las columnas.

Con tal fin se propone un área $(A_{CV})_{INICIAL}$ de 100 cm^2 para los contravientos de la planta baja, y un área $(A_{COL})_{INICIAL}$ de 1000 cm^2 para las columnas. Las áreas, que varían en altura de acuerdo a una distribución de fuerzas estimada a partir de la Ecuación 2.14 con k de 2, se ajustan cada 4 niveles.

Las Tablas 4.3 y 4.4, programadas directamente en una hoja de cálculo, ilustran el dimensionado inicial de contravientos y columnas, respectivamente. F_i es la fuerza lateral en cada entrepiso y V su correspondiente cortante, V_{norm} el cortante normalizado de tal manera que su valor basal sea igual a $(A_{CV})_{INICIAL}$, y Área Ajuste indica el área ajustada por cuestiones prácticas.

En la Tabla 4.4, ΔM es el incremento de momento asociado a F_i , M el momento de volteo, y M_{norm} el momento de volteo normalizado de tal manera que su valor basal sea igual a $(A_{COL})_{INICIAL}$.

Tabla 4.3 Área Iniciales de Contravientos

	F_i	V	V_{norm}	Área
	ton	ton	cm ²	Ajuste cm ²
24	122.6	123	12.1	41.09
23	109.1	232	22.8	41.09
22	97.3	329	32.3	41.09
21	89.0	418	41.1	41.09
20	81.0	499	49.1	68.58
19	73.3	572	56.3	68.58
18	66.1	638	62.8	68.58
17	59.2	698	68.6	68.58
16	52.7	750	73.8	85.86
15	46.6	797	78.4	85.86
14	40.9	838	82.4	85.86
13	35.5	873	85.9	85.86
12	30.5	904	88.9	95.30
11	25.9	930	91.4	95.30
10	21.7	951	93.5	95.30
9	17.8	969	95.3	95.30
8	14.4	984	96.7	99.27
7	11.3	995	97.8	99.27
6	8.5	1,003	98.7	99.27
5	6.2	1,010	99.3	99.27
4	4.2	1,014	99.7	100.00
3	2.2	1,016	99.9	100.00
2	0.9	1,017	100.0	100.00
1	0.1	1,017	100.0	100.00

Tabla 4.4 Área Iniciales de Columnas

	F_i	V	ΔM	M	M_{norm}	Área
	ton	ton	ton.m	ton.m	cm ²	Ajuste cm ²
24	122.6	123	584	584	9	63
23	109.1	232	1019	1604	25	63
22	97.3	329	1086	2689	42	63
21	89.0	418	1379	4068	63	63
20	81.0	499	1646	5715	89	187
19	73.3	572	1888	7603	118	187
18	66.1	638	2107	9710	151	187
17	59.2	698	2302	12012	187	187
16	52.7	750	2476	14488	226	355
15	46.6	797	2630	17117	267	355
14	40.9	838	2765	19882	310	355
13	35.5	873	2882	22764	355	355
12	30.5	904	2983	25747	401	548
11	25.9	930	3068	28815	449	548
10	21.7	951	3140	31955	498	548
9	17.8	969	3199	35154	548	548
8	14.4	984	3246	38400	598	753
7	11.3	995	3283	41683	649	753
6	8.5	1003	3312	44995	701	753
5	6.2	1010	3332	48327	753	753
4	4.2	1014	4461	52788	822	1000
3	2.2	1016	4210	56998	888	1000
2	0.9	1017	4214	61211	954	1000
1	0.1	1017	2983	64195	1000	1000

Conocidas las áreas iniciales de contravientos y columnas, es posible estimar los periodos de corte y flexión del sistema de contraventeo. Esto se hizo con la Ecuación 2.20 y los desplazamientos de corte y flexión resumidos en las Tablas 4.5 y 4.6, respectivamente. Una vez

más, estas tablas fueron directamente programadas en una hoja de cálculo. En ellas, KV indica la rigidez a corte en cada entrepiso (Ecuación 2.18), ΔdV el incremento de desplazamiento lateral debido a corte (Ecuación 2.19), y dV el desplazamiento lateral debido a corte. M/EI denota curvatura, θ rotación, $Pend$ pendiente, y ΔdF y dF el incremento de desplazamiento lateral y el desplazamiento lateral, respectivamente, por flexión. Los subíndices (*arriba*) y (*abajo*) indican si el valor de la curvatura y rotación se calcula en la parte superior o inferior del entrepiso.

Tabla 4.5 Desplazamientos de Entrepiso a Corte y Flexión

Desplazamientos V			Desplazamientos F								
KV	ΔdV	dV	Ix	M/EI _{arriba}	M/EI _{abajo}	θ_{Arriba}	θ_{abajo}	θ_{Total}	Pend.	ΔdF	dF
ton/m	m	m	m ⁴	1/m	1/m	rad	rad	rad	rad	m	m
20501	6.0E-03	0.25	1.027	0.00E+00	2.79E-05	3.02E-05	6.05E-05	3.02E-05	1.56E-02	1.0E-01	1.09
24011	9.6E-03	0.25	1.027	2.79E-05	7.66E-05	1.32E-04	1.81E-04	1.93E-04	1.56E-02	9.4E-02	0.99
39301	8.4E-03	0.24	1.027	7.66E-05	1.28E-04	2.11E-04	2.50E-04	3.92E-04	1.54E-02	6.9E-02	0.89
39301	1.1E-02	0.23	1.027	1.28E-04	1.94E-04	3.38E-04	3.88E-04	5.89E-04	1.50E-02	6.8E-02	0.82
65595	7.6E-03	0.22	3.031	6.58E-05	9.25E-05	1.68E-04	1.88E-04	5.56E-04	1.44E-02	6.5E-02	0.75
65595	8.7E-03	0.21	3.031	9.25E-05	1.23E-04	2.31E-04	2.54E-04	4.19E-04	1.39E-02	6.2E-02	0.69
65595	9.7E-03	0.20	3.031	1.23E-04	1.57E-04	3.02E-04	3.28E-04	5.56E-04	1.35E-02	6.1E-02	0.63
65595	1.1E-02	0.19	3.031	1.57E-04	1.94E-04	3.81E-04	4.09E-04	7.09E-04	1.29E-02	5.8E-02	0.57
82122	9.1E-03	0.18	5.745	1.03E-04	1.24E-04	2.47E-04	2.62E-04	6.56E-04	1.22E-02	5.5E-02	0.51
82122	9.7E-03	0.17	5.745	1.24E-04	1.46E-04	2.95E-04	3.12E-04	5.58E-04	1.15E-02	5.2E-02	0.45
82122	1.0E-02	0.16	5.745	1.46E-04	1.70E-04	3.47E-04	3.64E-04	6.58E-04	1.10E-02	4.9E-02	0.40
82122	1.1E-02	0.15	5.745	1.70E-04	1.94E-04	4.00E-04	4.19E-04	7.65E-04	1.03E-02	4.6E-02	0.35
91149	9.9E-03	0.14	8.871	1.26E-04	1.42E-04	2.96E-04	3.08E-04	7.14E-04	9.56E-03	4.3E-02	0.31
91149	1.0E-02	0.13	8.871	1.42E-04	1.59E-04	3.33E-04	3.46E-04	6.41E-04	8.84E-03	4.0E-02	0.26
91149	1.0E-02	0.12	8.871	1.59E-04	1.77E-04	3.71E-04	3.84E-04	7.17E-04	8.20E-03	3.7E-02	0.22
91149	1.1E-02	0.11	8.871	1.77E-04	1.94E-04	4.11E-04	4.24E-04	7.95E-04	7.48E-03	3.4E-02	0.19
94944	1.0E-02	0.10	12.196	1.41E-04	1.54E-04	3.28E-04	3.38E-04	7.52E-04	6.69E-03	3.0E-02	0.15
94944	1.0E-02	0.09	12.196	1.54E-04	1.68E-04	3.57E-04	3.67E-04	6.95E-04	5.94E-03	2.7E-02	0.12
94944	1.1E-02	0.08	12.196	1.68E-04	1.81E-04	3.87E-04	3.97E-04	7.54E-04	5.24E-03	2.4E-02	0.10
94944	1.1E-02	0.07	12.196	1.81E-04	1.94E-04	4.17E-04	4.27E-04	8.14E-04	4.49E-03	2.0E-02	0.07
58431	1.7E-02	0.06	16.200	1.46E-04	1.60E-04	4.52E-04	4.66E-04	8.80E-04	3.67E-03	2.2E-02	0.05
65413	1.6E-02	0.04	16.200	1.60E-04	1.73E-04	4.63E-04	4.75E-04	9.29E-04	2.79E-03	1.6E-02	0.03
65413	1.6E-02	0.02	16.200	1.73E-04	1.85E-04	4.99E-04	5.11E-04	9.75E-04	1.86E-03	1.1E-02	0.01
112945	9.0E-03	0.01	16.200	1.85E-04	1.94E-04	3.77E-04	3.83E-04	8.88E-04	8.88E-04	3.6E-03	0.00

Los periodos iniciales de corte y flexión son:

$$(T_s)_{inicial} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum F_i \delta_i}} = 2.32 \text{ seg.}$$

$$(T_B)_{inicial} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum F_i \delta_i}} = 4.09 \text{ seg.}$$

Las áreas inicialmente propuestas para contravientos y columnas se ajustan conforme a lo indicado en las Ecuaciones 2.21 y 2.22, respectivamente:

$$A_s = (A_s)_{inicial} \left(\frac{(T_s)_{inicial}}{T_s} \right)^2 = 100 \text{ cm}^2 \left(\frac{2.32 \text{ seg}}{2.26 \text{ seg}} \right)^2 = 105 \text{ cm}^2$$

$$A_B = (A_B)_{inicial} \left(\frac{(T_B)_{inicial}}{T_B} \right)^2 = 1000 \text{ cm}^2 \left(\frac{4.09 \text{ seg}}{2.19 \text{ seg}} \right)^2 = 3488 \text{ cm}^2$$

Respecto a las áreas correspondientes a los demás pisos, éstas se corrigen en la misma proporción. Las Tablas 4.6 y 4.7 muestran las áreas corregidas de contravientos y columnas, respectivamente.

Tabla 4.6 Áreas Finales por Rigidez de Contravientos

	V norm	Área Ajuste
	cm ²	cm ²
24	12.7	43.15
23	23.9	43.15
22	34.0	43.15
21	43.1	43.15
20	51.5	72.01
19	59.1	72.01
18	65.9	72.01
17	72.0	72.01
16	77.5	90.16
15	82.3	90.16
14	86.5	90.16
13	90.2	90.16
12	93.3	100.07
11	96.0	100.07
10	98.2	100.07
9	100.1	100.07
8	101.6	104.23
7	102.7	104.23
6	103.6	104.23
5	104.2	104.23
4	104.7	105.00
3	104.9	105.00
2	105.0	105.00
1	105.0	105.00

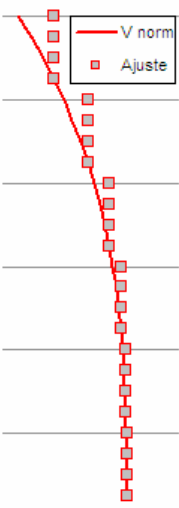
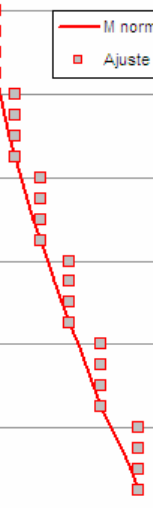


Tabla 4.7 Áreas Finales por Rigidez de Columnas

	M norm	Área Ajuste
	cm ²	cm ²
24	32	221
23	87	221
22	146	221
21	221	221
20	311	653
19	413	653
18	528	653
17	653	653
16	787	1,237
15	930	1,237
14	1,080	1,237
13	1,237	1,237
12	1,399	1,910
11	1,566	1,910
10	1,736	1,910
9	1,910	1,910
8	2,086	2,626
7	2,265	2,626
6	2,445	2,626
5	2,626	2,626
4	2,868	3,488
3	3,097	3,488
2	3,326	3,488
1	3,488	3,488



El edificio dimensionado con las áreas corregidas cumple ahora con los requerimientos de rigidez, los cuales resultan en un periodo de diseño de:

$$T_{Diseno} = \sqrt{(T_S^{obj})^2 + (T_B^{obj})^2} = \sqrt{2.19^2 + 2.26^2} = 3.15 \text{ segundos}$$

4.7 Revisión por resistencia

En caso de llevarse a cabo un análisis estático, el cortante basal actuante se calcula a partir de la Ecuación 2.24. Se considera que la S_a de diseño corresponde al máximo valor estimado para todos los estados límite. Conforme a las Figuras 4.12 y 4.13, a un periodo de 3.15 segundos corresponden pseudo-aceleraciones de 0.08 y 0.12 para los estados límite de servicio y seguridad, respectivamente. La revisión por resistencia se basa en un coeficiente sísmico de 0.12, lo que resulta en un cortante basal de diseño de:

$$V_{bd} = \frac{S_a W (m_I / m_T)}{S_R} = \frac{0.12(33903)(0.75)}{1.1} = 2773 \text{ ton}$$

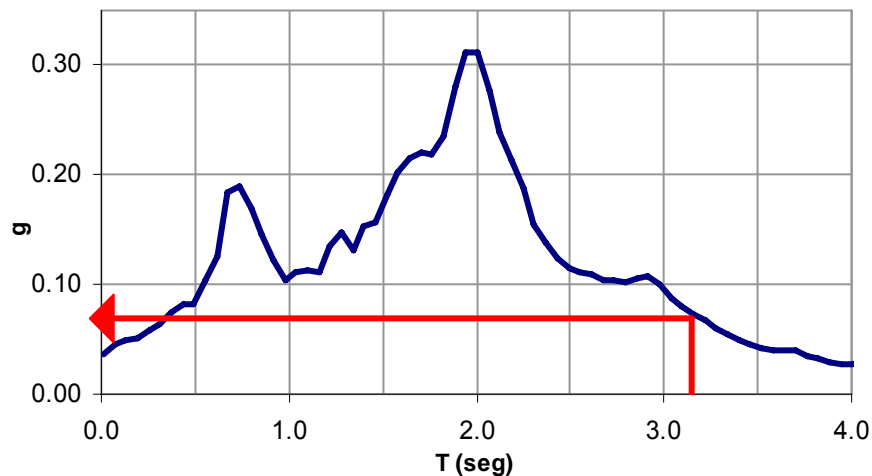


Figura 4.12 Obtención de c de Espectro de Aceleraciones. E. L. de Servicio

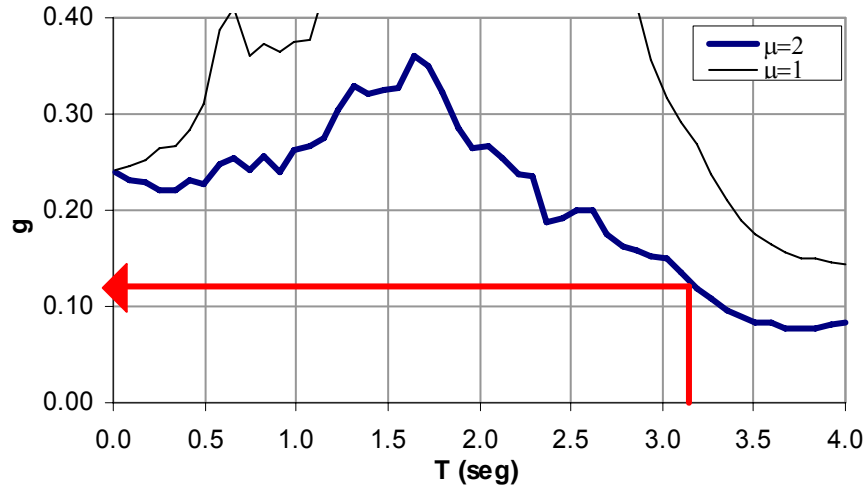


Figura 4.13 Obtención de c de Espectro de Aceleraciones. E. L. de Seguridad

La resistencia a corte del sistema de contraventeo depende del esfuerzo de fluencia del acero con que se fabrican los contravientos, y de su área y geometría. Conforme a la Ecuación 2.25:

$$(V_b)^{Resistente} = N A_s \cos \theta_{ys}^f R_{ys} = 12(105) \cos(a \tan(4/4.5))(2100)(1.1) = 2175 \text{ ton}$$

$$(V_b)^{Actuante} = 2773 \text{ ton} > (V_b)^{Resistente} = 2175 \text{ ton}$$

Dado que el sistema de contraventeo no es capaz de acomodar el cortante basal de diseño, es necesario ajustar las áreas de los contravientos:

$$A_{Sfinal} = A_s \frac{(V_b)^{Actuante}}{(V_b)^{Resistente}} = A_s \frac{2773}{2175} = 1.28 A_s$$

La Tabla 4.8 resume las áreas de contravientos corregidas por cuestiones de resistencia. Para revisar la resistencia axial de las columnas, se utiliza la Ecuación 2.26:

$$P_u = \sum_i^n A_{Si} f_{ys} R_{ys} \sin \theta_i + P_g < P_R$$

La Tabla 4.9, programada directamente en una hoja de cálculo, resume los cálculos que deben hacerse bajo la suposición de que todos los contravientos fluyen. Además se suma la carga gravitacional que baja por las columnas. En la tabla, $\Delta P_u \text{ lateral}$ y $\Delta P_u \text{ Grav}$ son los incrementos de carga axial debido a los contravientos y a las cargas gravitacionales, respectivamente, P_u la carga axial acumulada en cada columna, y $P_R \text{ Tensión}$ y $\approx P_R \text{ Comp}$ sus resistencias de tensión y compresión, respectivamente. Finalmente, P_u/P_R es el cociente entre la carga axial última a compresión y la carga resistente estimada a compresión.

Tabla 4.8 Corrección de Áreas de Contravientos por Resistencia

	Area Rigidez cm ²	Area Resist. cm ²	
24	43.1	55.23	△ □
23	43.1	55.23	△ □
22	43.1	55.23	△ □
21	43.1	55.23	△ □
20	72.0	92.18	△ □
19	72.0	92.18	△ □
18	72.0	92.18	△ □
17	72.0	92.18	△ □
16	90.2	115.40	△ □
15	90.2	115.40	△ □
14	90.2	115.40	△ □
13	90.2	115.40	△ □
12	100.1	128.09	△ □
11	100.1	128.09	△ □
10	100.1	128.09	△ □
9	100.1	128.09	△ □
8	104.2	133.42	△ □
7	104.2	133.42	△ □
6	104.2	133.42	△ □
5	104.2	133.42	△ □
4	105.0	134.40	△ □
3	105.0	134.40	△ □
2	105.0	134.40	△ □
1	105.0	134.40	△ □

△ A rigidez
 □ A resist.

Para el cálculo de la carga axial resistente a compresión, $P_{R\ COMP}$, es necesario conocer las propiedades geométricas de los perfiles que se usan para fabricar las columnas (los cuales aún no se proponen).

Para fines de prediseño, se supone que la resistencia máxima a compresión es igual al 75% de la resistencia a tensión de la columna. Esto presupone que los efectos de pandeo local reducen el esfuerzo de fluencia a un esfuerzo crítico a compresión. La Tabla 4.9 compara la capacidad de las columnas con su respectiva demanda. Para las columnas de todos los niveles se cumple con el requisito de resistencia ($P_u/P_R < 1$), excepto en el piso 21 donde la demanda se excede en 12%.

El área transversal de las columnas de soporte en los cuatro niveles superiores se incrementa en 12% para que el piso 21 pueda acomodar las fuerzas axiales de diseño. Las áreas finales de contravientos y columnas, que cumplen tanto con los requisitos de resistencia como de rigidez, se muestran en la Tabla 4.10.

Tabla 4.9 Demanda de Axial en Columnas

	Área CV Resistencia	Área Columnas Rigidez	ΔP_u Lateral	ΔP_u Grav.	P_u	P_R Tensión	$\approx P_R$ Comp.	P_u/P_R
	cm ²	cm ²	Ton	Ton	Ton	Ton	Ton	
24	55.2	221	105	95	200	855	684	0.29
23	55.2	221	102	95	397	855	684	0.58
22	55.2	221	90	95	582	855	684	0.85
21	55.2	221	90	95	767	855	684	1.12
20	92.2	653	151	95	1013	2523	2019	0.50
19	92.2	653	151	95	1259	2523	2019	0.62
18	92.2	653	151	95	1504	2523	2019	0.75
17	92.2	653	151	95	1750	2523	2019	0.87
16	115.4	1237	188	95	2033	4782	3826	0.53
15	115.4	1237	188	95	2317	4782	3826	0.61
14	115.4	1237	188	95	2600	4782	3826	0.68
13	115.4	1237	188	95	2884	4782	3826	0.75
12	128.1	1910	209	95	3188	7385	5908	0.54
11	128.1	1910	209	95	3492	7385	5908	0.59
10	128.1	1910	209	95	3796	7385	5908	0.64
9	128.1	1910	209	95	4101	7385	5908	0.69
8	133.4	2626	218	95	4413	10153	8122	0.54
7	133.4	2626	218	95	4726	10153	8122	0.58
6	133.4	2626	218	95	5039	10153	8122	0.62
5	133.4	2626	218	95	5352	10153	8122	0.66
4	134.4	3488	248	95	5696	13486	10789	0.53
3	134.4	3488	243	95	6033	13486	10789	0.56
2	134.4	3488	243	95	6371	13486	10789	0.59
1	134.4	3488	206	95	6673	13486	10789	0.62

Tabla 4.10 Áreas Finales de Contravientos y Columnas

	Área Contraviento cm ²	Área Columna cm ²
24	55	221
23	55	221
22	55	221
21	55	248
20	92	653
19	92	653
18	92	653
17	92	653
16	115	1237
15	115	1237
14	115	1237
13	115	1237
12	128	1910
11	128	1910
10	128	1910
9	128	1910
8	133	2626
7	133	2626
6	133	2626
5	133	2626
4	134	3488
3	134	3488
2	134	3488
1	134	3488

4.8 Selección de Perfiles Estructurales

Las Tablas 4.11 a 4.13 resumen los perfiles utilizados para fabricar las columnas de soporte, y las propiedades que de acuerdo a dichos perfiles exhiben las columnas. La Figura 4.14 ubica los perfiles dentro del sistema gravitacional, y la Figura 4.15 ilustra sus secciones transversales. En las tablas, A denota el área de la sección transversal, I_x el momento de inercia, y A_v el área de corte (área del alma). $M_y(+/-)$ es el momento de fluencia de la sección de acero, P_yT la carga de fluencia, P_yC la carga crítica de pandeo, y α la relación entre la pendiente post-fluencia y la pendiente elástica.

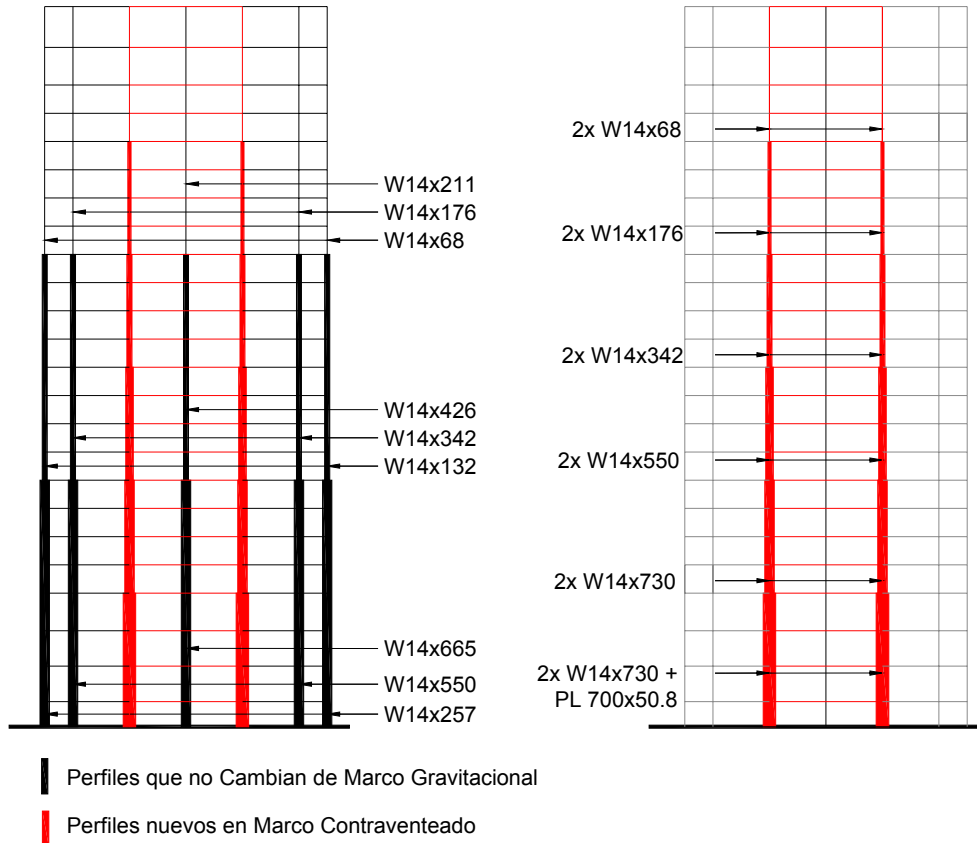


Figura 4.14 Perfiles de Columnas en Marco Contraventado

Tabla 4.11 Selección de Perfiles para Columnas

Nivel	Área Necesaria cm ²	Perfil Propuesto	Área Perfil cm ²
1-4	3488	2xW14x730 + 2xPL 700mmx50.8mm	3494
5-8	2626	2xW14x730	2774
9-12	1910	2xW14x550	2090
13-16	1237	2xW14x342	1302
17-20	653	2xW14x176	668
21-24	248	2xW14x68	258

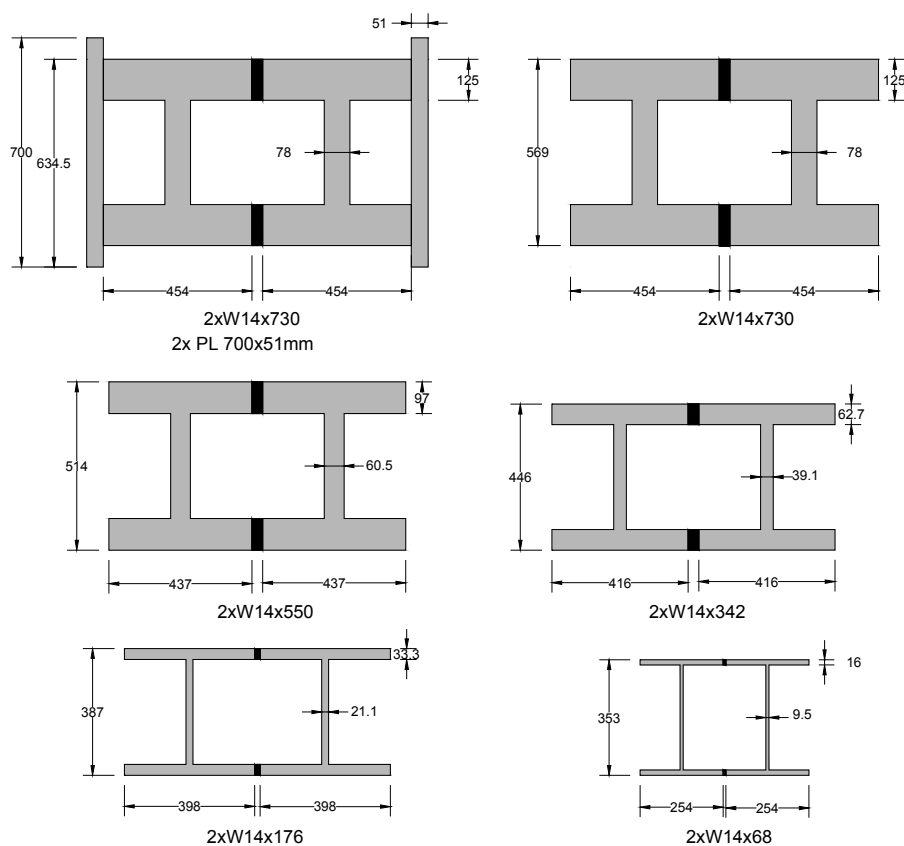


Figura 4.15 Secciones Transversales Columnas en Sistema de Contravientos

Tabla 4.12 Propiedades de Rigidez de Columnas

Nivel	Eje	Descripción	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	A _v (cm ²)
Columnas de Sistema de Contraviento					
1-4	C y E	2xW14x730 + 2xPL 700mmx50.8mm	3481	3,789,254	2350
5-8	C y E	2xW14x730	2767	2,031,934	2350
9-12	C y E	2xW14x550	2082	1,420,137	1758
13-16	C y E	2xW14x342	1294	802,337	1076
17-20	C y E	2xW14x176	665	355,660	540
21-24	C y E	2xW14x68	253	51,402	186
Columnas adyacentes a Sistema de Contravientos					
1-8	A y G	W 14 x 257	488	141,518	85
1-8	B y F	W 14 x 550	1045	392,505	172
1-8	D	W 14 x 665	1264	516,125	205
9-16	A y G	W 14 x 132	250	63,383	47
9-16	B y F	W 14 x 342	652	203,953	112
9-16	D	W 14 x 426	807	274,712	137
17-24	A y G	W 14 x 68	129	30,094	29
17-24	B y F	W 14 x 176	334	89,073	60
17-24	D	W 14 x 211	400	110,717	71

Tabla 4.13 Propiedades de Resistencia de Columnas

Nivel	Eje	Descripción	M _y (+/-)	P _{yT}	P _{yC}	α
Columnas de Sistema de Contraviento						
1-4	C y E	2xW14x730 + 2xPL 700mmx50.8mm	3156	13,459	10,094	0
5-8	C y E	2xW14x730	1872	10,699	8,024	0
9-12	C y E	2xW14x550	1367	8,050	6,038	0
13-16	C y E	2xW14x342	804	5,003	3,752	0
17-20	C y E	2xW14x176	379	2,571	1,928	0
21-24	C y E	2xW14x68	87	978	734	0
Columnas adyacentes a Sistema de Contravientos						
1-8	A y G	W 14 x 257	309	1,886	1,415	0
1-8	B y F	W 14 x 550	748	4,040	3,030	0
1-8	C, D y E	W 14 x 665	938	4,887	3,665	0
9-16	A y G	W 14 x 132	148	968	726	0
9-16	B y F	W 14 x 342	426	2,520	1,890	0
9-16	C, D y E	W 14 x 426	551	3,118	2,339	0
17-24	A y G	W 14 x 68	73	499	374	0
17-24	B y F	W 14 x 176	203	1,292	969	0
17-24	C, D y E	W 14 x 211	247	1,547	1,160	0

* Ry=1.1 Fy=3515kg/cm²

Fyr= 3867 kg/cm²

Mientras que las Tablas 4.14 y 4.15 resumen los perfiles utilizados para fabricar las vigas del sistema de contraventeo y las propiedades que de acuerdo a dichos perfiles exhiben las vigas, la Figura 4.16 ubica los perfiles utilizados dentro de la edificación, y los contrasta con los perfiles utilizados para el sistema gravitacional. En la Figura 4.17 se muestran las secciones transversales. En las tablas I_x es el momento de inercia, b_e el ancho efectivo de losa, y $I_{x\text{ prom}}$ el promedio de las inercias positiva y negativa de la sección compuesta. $M_y(+/-)$ es el momento de fluencia de la sección de acero, $M_y(+)$ y $M_y(-)$ los momentos de fluencia positivo y negativo, respectivamente, estimados a partir de considerar la contribución de la losa, y α la relación entre la pendiente post-fluencia y la pendiente elástica.

Tabla 4.14 Propiedades de Rigidez de Vigas

Nivel	Eje	Desc.	I_x (cm ⁴)	b_e losa (cm)	$I_{x\text{ Prom}}$ (cm ⁴)	Área (cm ²)
1-4	/C Y E	W24x131	167324	113	159823	248.00
5-8	/C Y E	W24x117	147345	113	143042	221.00
9-12	/C Y E	W24x104	129031	113	128798	197.00
13-16	/C Y E	W24x94	112382	113	115277	178.00
17-20	/C Y E	W24x84	98647	113	104113	159.00
21-24	/C Y E	W24x76	87408	113	95035	144.00
1-4	/B y C y /E y F	W 18 x 65	44537	113	55467	123.20
5-24	/B y C y /E y F	W 16 x 50	27430	113	39363	94.80
1-24	/A y B y /F y G	W 12 x 22	6493	56	12685	41.80

* I_x incluye reducción por flexibilidad de Conexión y participación de Losa

Tabla 4.15 Propiedades de Resistencia de Vigas

Nivel	Eje	Desc.	M_y (+/-) s/Losa ton.m	M_y (+) c/Losa ton.m	M_y (-) c/Losa ton.m	α
1-4	/C Y E	W24x131	209.31	270.81	230.61	0.015
5-8	/C Y E	W24x117	185.01	242.50	206.67	0.015
9-12	/C Y E	W24x104	163.50	217.88	188.50	0.015
13-16	/C Y E	W24x94	143.68	195.41	166.89	0.015
17-20	/C Y E	W24x84	126.73	176.19	152.30	0.015
21-24	/C Y E	W24x76	113.13	160.74	141.41	0.015
1-4	/B y C y /E y F	W 18 x 65	74.14	111.10	94.60	0.015
5-24	/B y C y /E y F	W 16 x 50	51.32	81.40	72.60	0.015
1-24	/A y B y /F y G	W 12 x 22	16.09	28.60	23.10	0.015

* $R_y=1.1$ $F_y=3515$

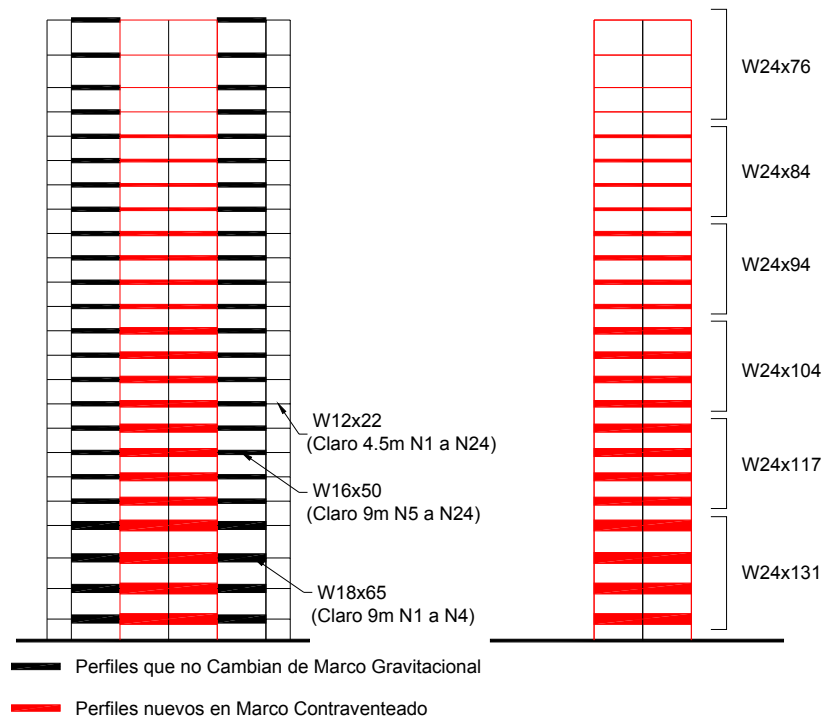


Figura 4.16 Perfiles de Vigas en Marco Contraventeado

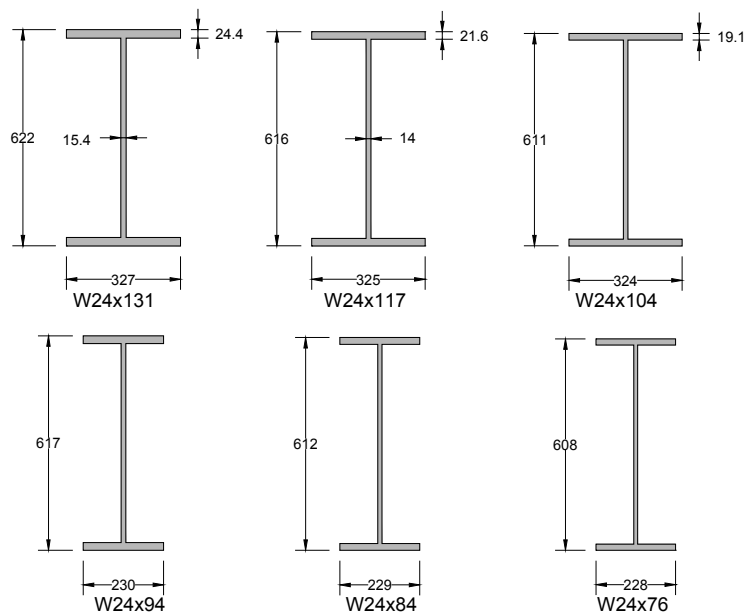


Figura 4.17 Secciones Transversales Vigas en Sistema de Contravientos

Finalmente, la Figura 4.18 resume la distribución de áreas en altura utilizadas para los contravientos.

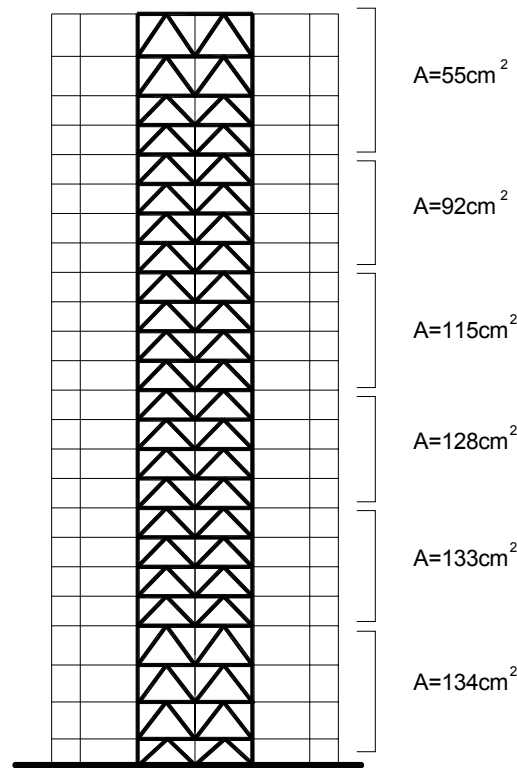


Figura 4.18 Áreas de Contravientos

4.9 Detallado Sísmico

Dado que sistema gravitacional tendrá demandas de comportamiento plástico muy pequeñas o nulas, éste no deberá tener un detallado dúctil mas que el especificado para estructuras diseñadas con un Q de 2.

En cuanto al sistema de contravientos que incluye, columnas y trabes de soporte, conexiones, núcleo de contraviento y camisa de acero, deberá diseñarse para que el núcleo pueda desarrollar altas demandas de comportamiento dúctil sin que ninguno de los elementos que lo soportan fallen antes, por lo que se usa un criterio de diseño por capacidad para tal fin.

La camisa de acero deberá cumplir con la siguiente condición para garantizar que proporcionará suficiente restricción lateral al núcleo:

$$\frac{P_e}{f_{CVy} A_{CV}} \geq 1.5 \quad (4.1)$$

Donde $(f_{CV})_y A_{CV}$ es el producto del esfuerzo de fluencia y el área transversal del núcleo del contraviento, o la fuerza de fluencia del contraviento y P_e es la carga de pandeo del tubo exterior.

Para el cálculo de la carga crítica de pandeo del tubo se usa la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{Tubo}}{(KL)^2} \quad (4.2)$$

Donde I_{Tubo} es el Momento de Inercia del núcleo de acero.

La restricción lateral que debe aportar el material confinante dentro de la camisa de acero debe ser tal que pueda soportar al núcleo cuando éste se pandee en curvatura simple y en curvaturas múltiples hasta alcanzar la fuerza axial de fluencia, para esto se debe cumplir la siguiente condición:

$$\beta \geq \frac{(f_{cv})_y^2 A_{cv}^2}{4EI_{cv}} \quad (4.3)$$

Donde β es la constante de rigidez del mortero e I_{cv} es el momento de Inercia del núcleo de acero.

La constante de rigidez del mortero se calcula con:

$$\beta = E_c \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (4.4)$$

Donde E_c es el módulo de elasticidad del mortero y ν es el módulo de Poisson del mortero.

Es también importante considerar que para evitar el agrietamiento por contracción del mortero se deberán usar aditivos expansivos o estabilizadores de volumen y cuidar el adecuado curado posterior al colado.

Siguiendo estos criterios se determina el tamaño de la camisa e acero, con base en las áreas de acero del núcleo propuesto en la tabla 4.16.

Tabla 4.16 Perfiles usados en el Núcleo Contraventeado

	Área Requerida	Ancho Placa	Espesor	Área Propuesta *
Pisos	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm ²)
1-4	134	18	3.81	137
5-8	133	18	3.81	137
9-12	128	17	3.81	130
13-16	115	15	3.81	114
17-20	92	12	3.81	91
21-24	55	11	2.54	56

*2 Soleras por núcleo

Tabla 4.17 Perfiles usados en camisa de Acero

Pisos	Perfil de Camisa	L núcleo (cm)	Momento de Inercia de Camisa (cm ⁴)	Carga P _e (Ton)	Carga 1.5P _y (Ton)
1-4	HSS 12"x0.25"	318	11000	2186	475
5-8	HSS 12"x0.25"	318	11000	2186	475
9-12	HSS 12"x0.25"	318	11000	2186	449
13-16	HSS 12"x0.25"	318	11000	2186	396
17-20	HSS 12"x0.25"	318	11000	2186	317
21-24	HSS 10"x0.25"	395	6200	799	194

5 CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DEL EDIFICIO CONTRAVENTEADO

Una vez seleccionados los perfiles estructurales para el sistema de contraventeo, se evaluaron las características mecánicas del edificio a nivel global y de los contravientos a nivel local. Para ello se llevó a cabo un análisis estático no lineal bajo deformación lateral monótonamente creciente de un modelo bidimensional del edificio contraventeado. El patrón de carga utilizado para este fin es el mismo que el utilizado para el análisis estático no lineal del sistema gravitacional.

El modelo no lineal del edificio contraventeado se obtuvo a partir de modificar el modelo del sistema gravitacional. Las características de las vigas y columnas de soporte del sistema de contraventeo se modelaron utilizando las mismas consideraciones que para el sistema gravitacional. Para las vigas de soporte también se reduce la inercia para tomar en cuenta la flexibilidad de la conexión.

En cuanto a los contravientos, se usó el modelo bilineal con pendiente post-fluencia positiva ilustrado en la Figura 5.1. Se consideró una pendiente post-fluencia del 1% de la pendiente elástica, y que la carga axial de fluencia a compresión es mayor en 2% que la de carga de fluencia a tensión (efecto de Poisson).

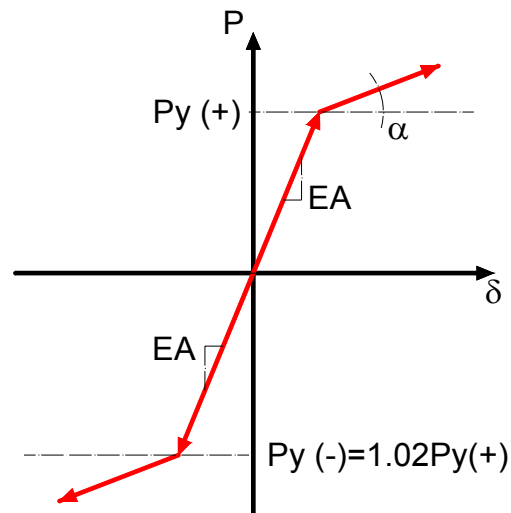


Figura 5.1 Comportamiento No lineal de Contraviento

El modelo del edificio contraventeado se muestra en la Figura 5.2. Mientras que las propiedades de rigidez, resistencia y cargas de los marcos de los ejes 1 y 2 se multiplicaron por dos para tomar en cuenta la existencia de los marcos 6 y 7, respectivamente; las propiedades del marco ubicado en eje 3 se multiplicaron por tres para tomar en cuenta la existencia de los ejes 4 y 5. Note que aunque los marcos 1, 2, 6 y 7 comparten las mismas dimensiones para sus vigas y columnas, las cargas gravitacionales actuantes en los marcos 1 y 7 difieren de aquellas actuantes en los marcos 2 y 6.

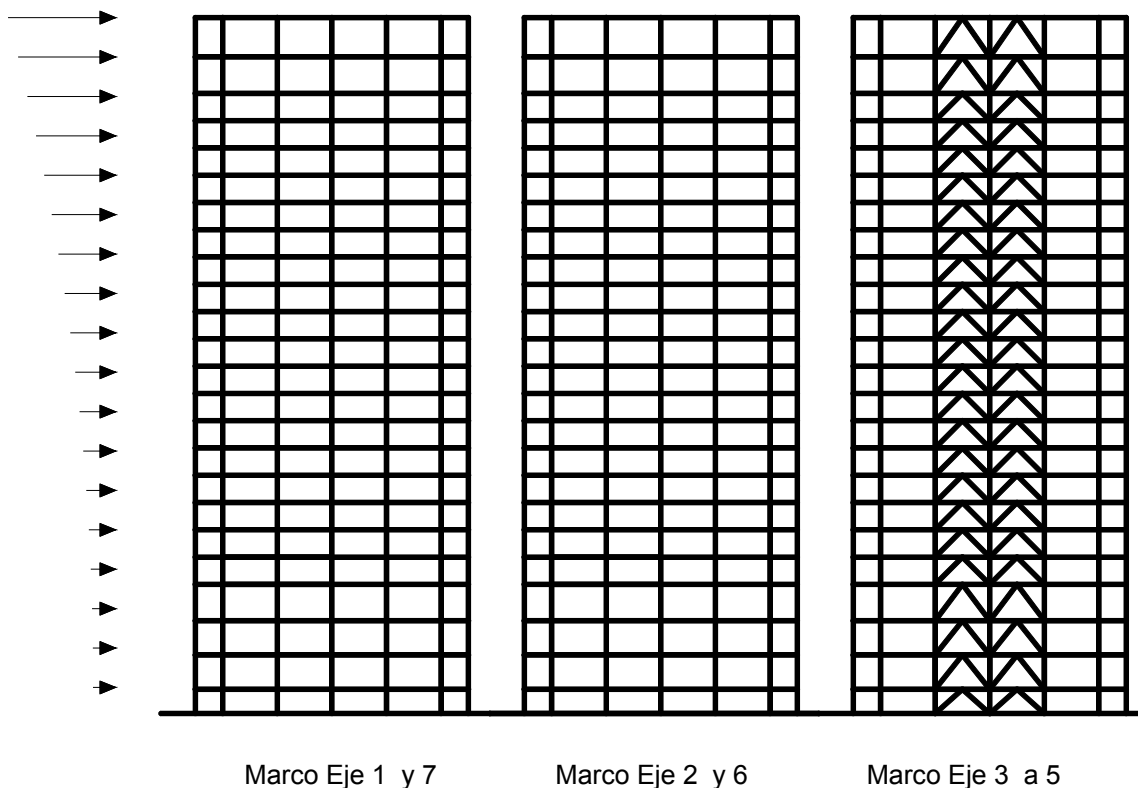


Figura 5.2 Modelo de Edificio en 2D

5.1 Características a Nivel Global

La Figura 5.3 muestra la curva cortante basal contra desplazamiento de azotea obtenida para el edificio de 24 pisos. La idealización bilineal de la curva de desplazamiento de azotea contra cortante basal arroja un desplazamiento y un cortante basal idealizados de fluencia de 41 cm y 2900 toneladas, respectivamente. El cortante basal correspondiente al umbral de desplazamiento definido para el estado límite de seguridad (80 cm) corresponde a 3400 toneladas. El periodo fundamental de vibración para el edificio obtenido con el programa DRAIN 2DX es de 2.70 segundos.

La Figura 5.4, que ilustra la evolución de la distribución en altura de desplazamiento lateral, remarca las distribuciones correspondientes a desplazamientos de azotea de 30 y 80 centímetros. Estos valores corresponden a los umbrales de diseño para los estados límite de servicio y seguridad, respectivamente. Note que para el umbral de 30 cm, las componentes de deformación a flexión son relevantes para la respuesta lateral de la edificación. En el caso de 80 cm, las componentes a deformación a corte dominan la respuesta. La Figura 5.5, ilustra la evolución de la distribución en altura de la distorsión de entrepiso.

Puede concluirse a través de los resultados ofrecidos en las Figuras 5.3 a 5.5, que el prediseño del sistema de contraventeo responde a sus planteamientos de diseño. Mientras que el cortante basal de fluencia de 2900 toneladas es ligeramente mayor que el cortante basal de diseño de 2800 toneladas, la ductilidad que alcanza la edificación para un desplazamiento de azotea de 80 cm está muy cercana al valor de diseño de dos ($80/41 \approx 2$). El periodo fundamental de vibración de 2.7 segundos se encuentra muy cercano al contemplado durante el diseño (3.15

segundos). Finalmente, los umbrales de distorsión de entrepiso bajo consideración durante el prediseño (0.003 y 0.0093, respectivamente) son congruentes con las demandas máximas de distorsión (0.0034 y 0.0095) alcanzadas por el edificio de 24 pisos para desplazamientos de azotea de 30 y 80 cm.

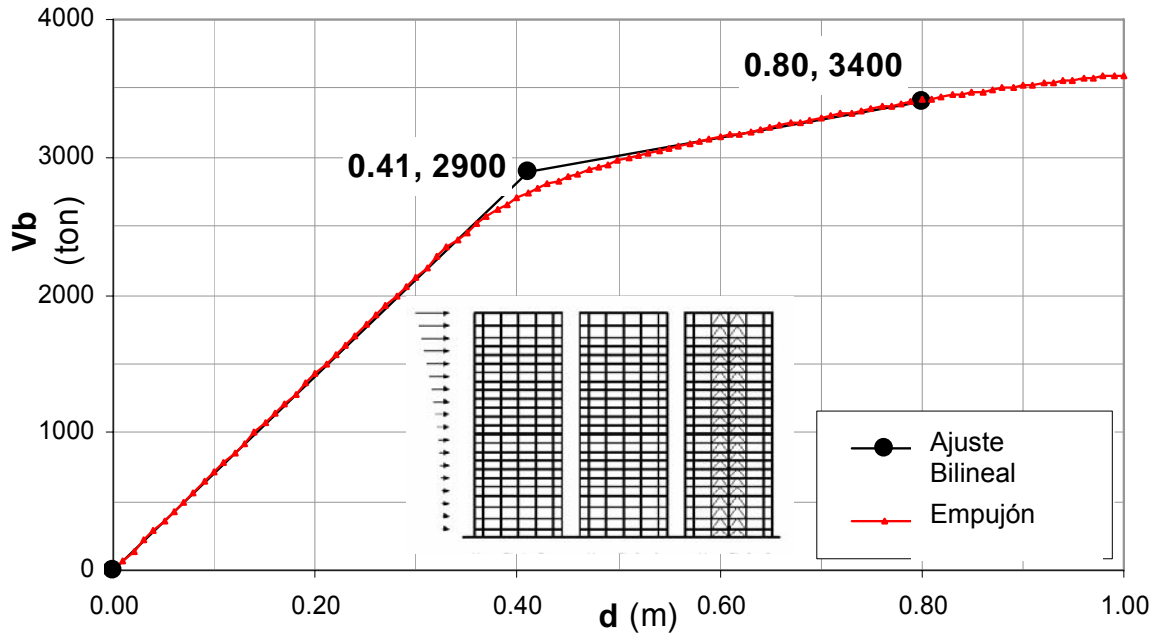


Figura 5.3 Curva V_b vs. d_{azotea} Modelo 1

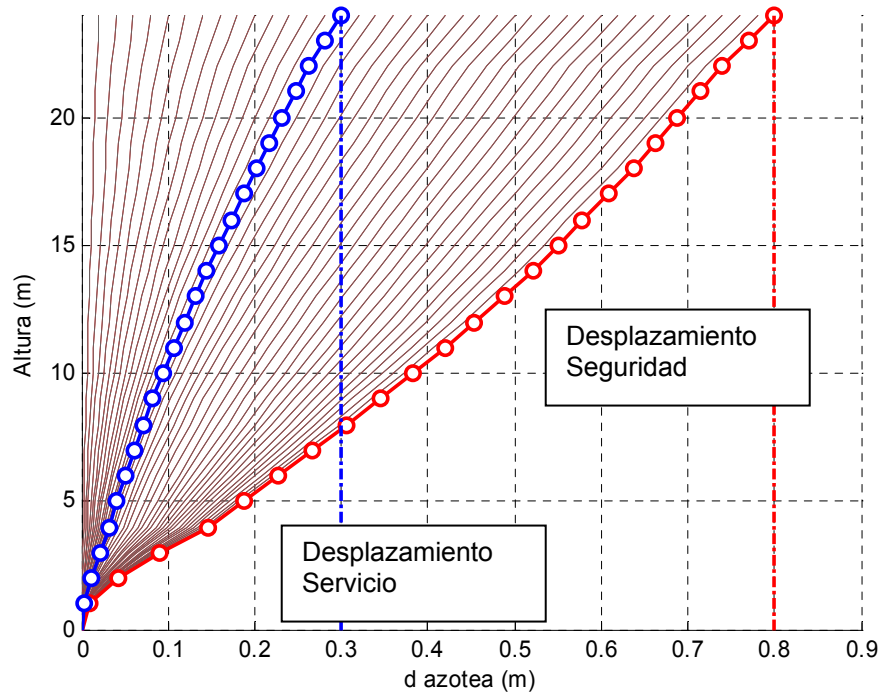


Figura 5.4 Desplazamientos de Entrepiso. Modelo 1

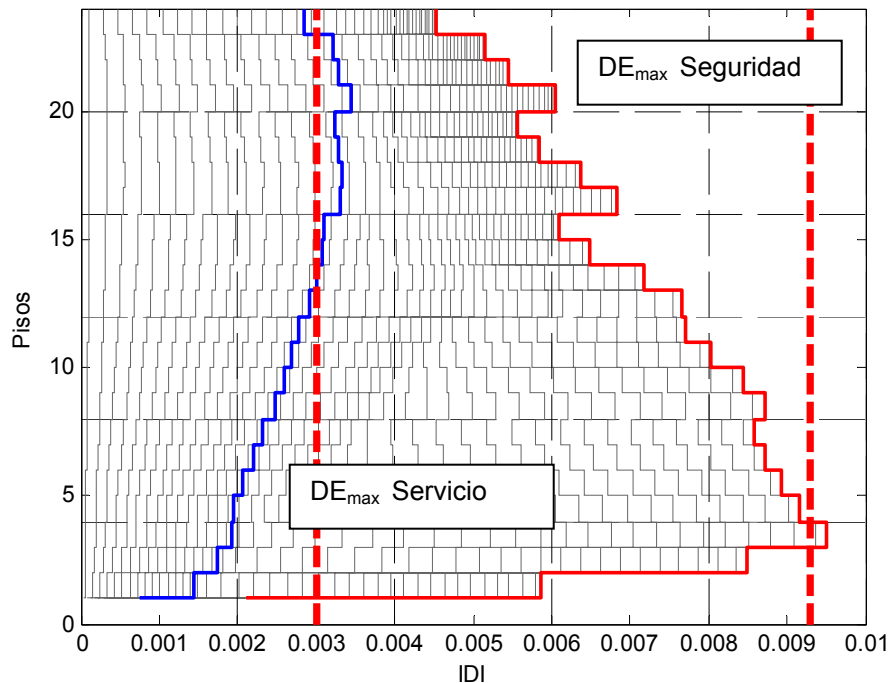


Figura 5.5 Distorsiones de Entrepiso. Modelo 1

Dado que conforme muestra la Figura 5.5, las mayores distorsiones laterales en el edificio se dan en los entrepisos 3 y 4 (que corresponden a los de mayor altura de entrepiso), se decidió modificar ligeramente el área de los contravientos de los ocho pisos inferiores. En particular, se decidió aumentar las áreas de contravientos en los cuatro pisos inferiores, y reducir la de los pisos 5 a 8 conforme a lo mostrado en la Figura 5.6. Vale la pena mencionar que este cambio de áreas no se ve reflejado en un cambio en el área de las columnas de soporte.

Las Figuras 5.7 a 5.9 muestran los resultados obtenidos a partir de análisis estático no lineal del edificio modificado. Note que las características mecánicas de la edificación así como su comportamiento global son muy similares a las ilustradas en las Figuras 5.3 a 5.5. Los cambios en las áreas de contravientos impactan sobre todo las distorsiones en los ocho pisos inferiores. En particular, mientras que las distorsiones de los pisos 3 y 4 se ven reducidas de manera importante, las distorsiones en los pisos 5 a 8 tienden a incrementarse. El periodo fundamental de vibración de la edificación se reduce de 2.70 a 2.67 segundos.

En la figura 5.7 también se muestra la curva cortante basal de las columnas contra desplazamiento, donde como se planteó en un inicio, toman solo un pequeño porcentaje (menor al 10%) de cortante basal total, tomado en su mayoría por los marcos contraventeados.

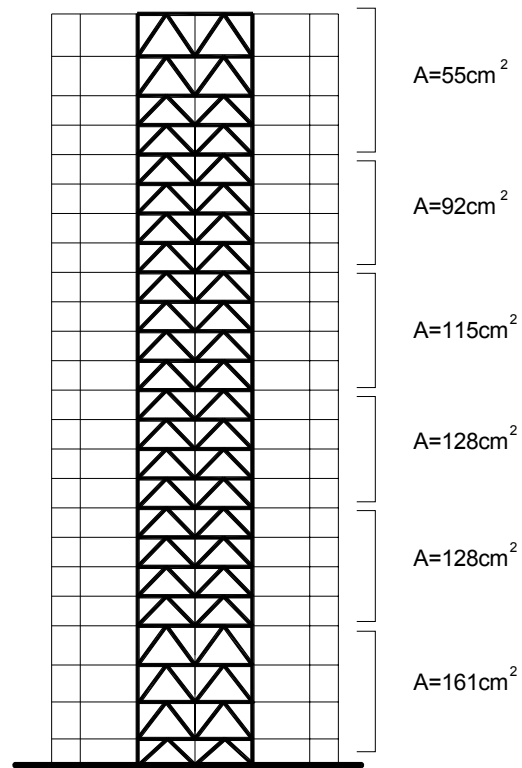


Figura 5.6 Áreas de Contravientos, Ajuste en *Análisis Estático No Lineal*

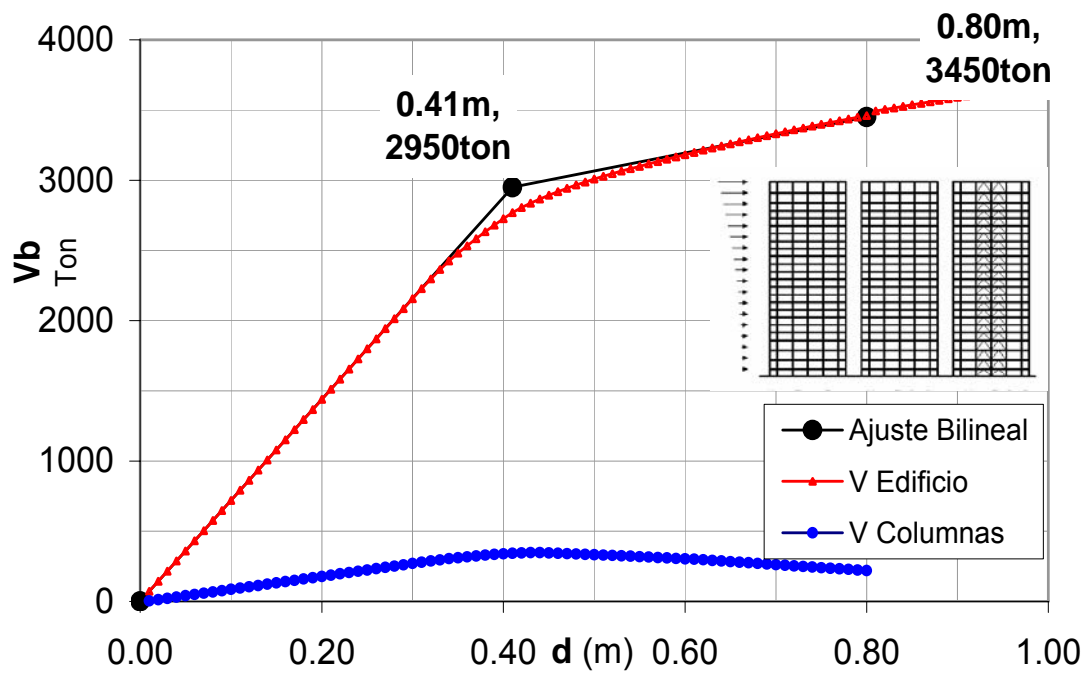


Figura 5.7 Curva V_b vs. d_{azotea} , Modelo 2

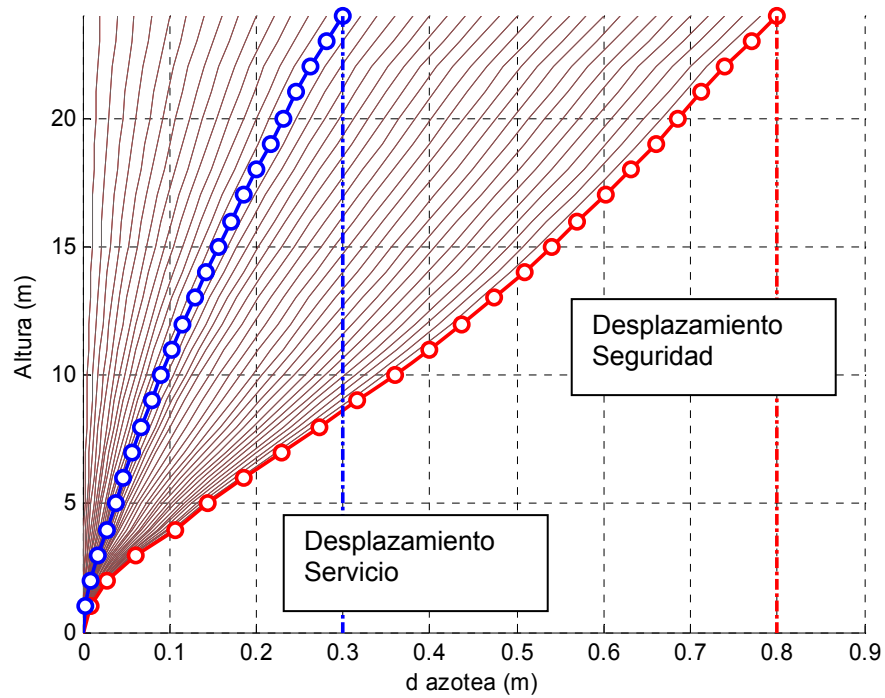


Figura 5.8 Desplazamientos de Entrepiso. Modelo 2

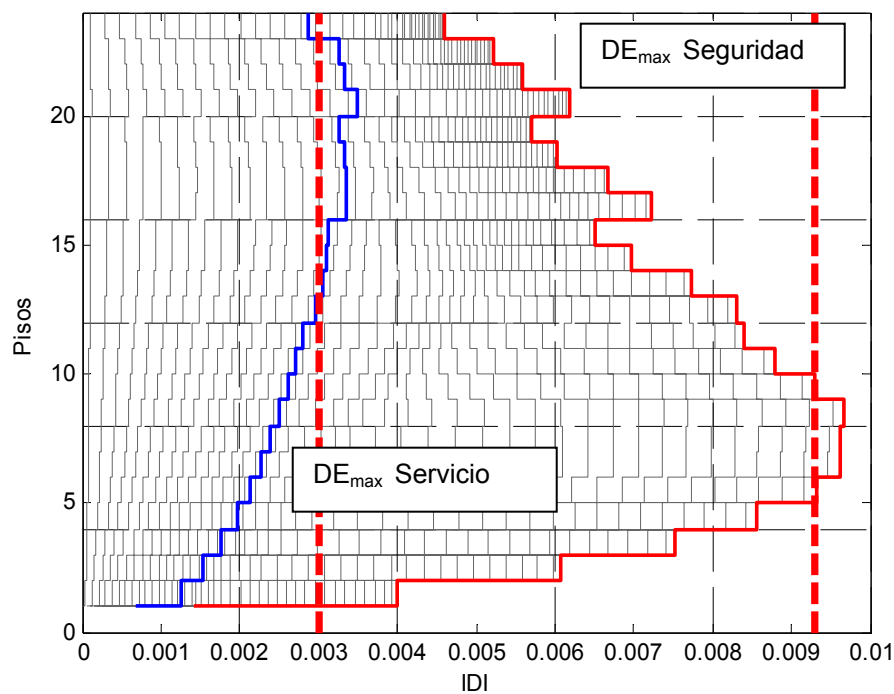


Figura 5.9 Distorsiones de Entrepiso. Modelo 2

5.2 Ductilidad a Nivel Elemento

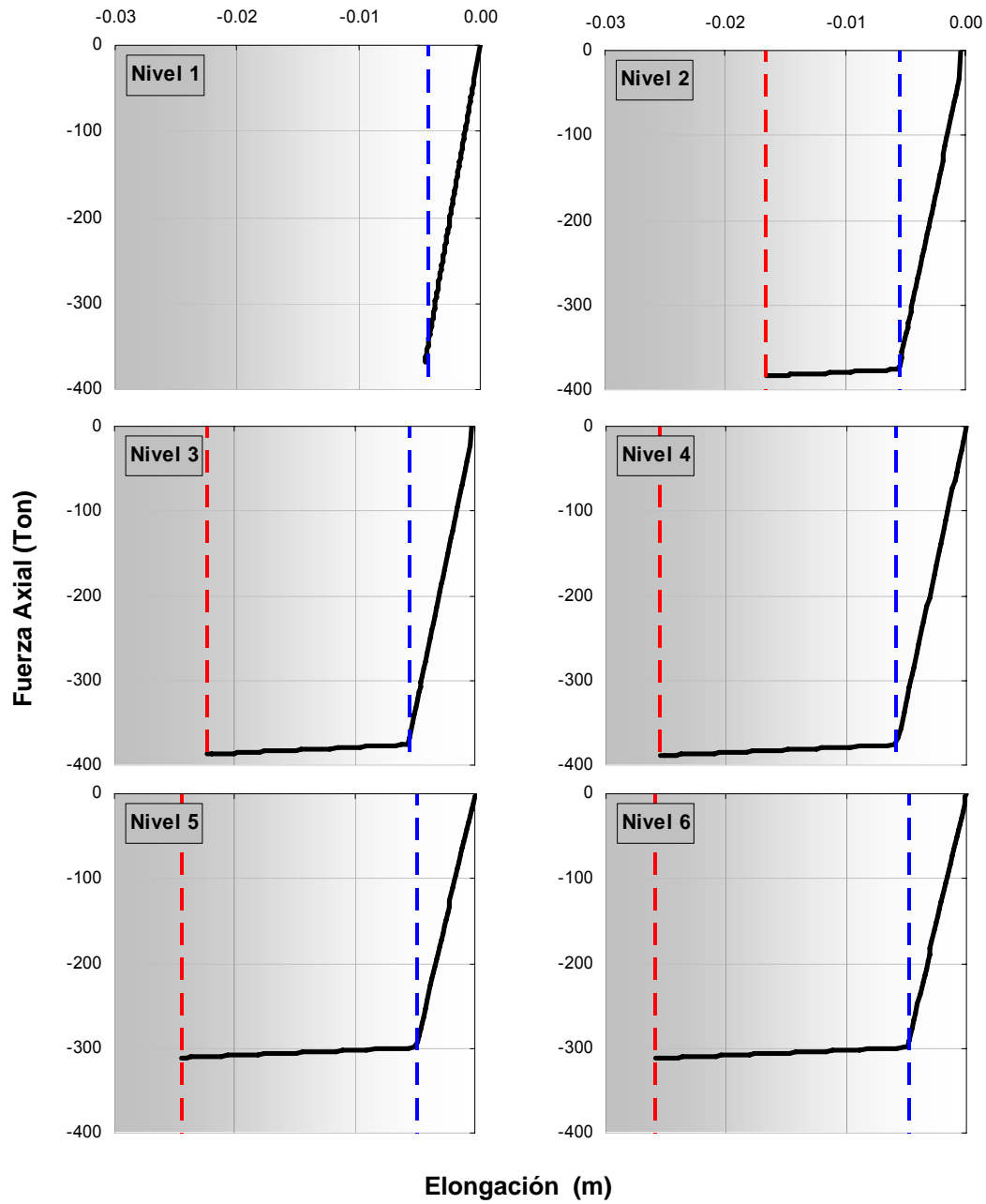
A nivel local se evaluó la ductilidad máxima que desarrollan los contravientos cuando la edificación alcanza un desplazamiento de azotea de 80 cm. La Figura 5.10 muestra la curva fuerza axial contra deformación axial de contravientos ubicados en los pisos 1 a 10 (uno por nivel).

La Tabla 5.1 resume los valores de las cargas axiales de fluencia y última, desplazamientos de fluencia y último, y la ductilidad desarrollada por los contravientos bajo consideración en la Figura 5.10.

El contraviento crítico en cuanto a demanda plástica resulta el ubicado en el nivel 6, el cual desarrolla una ductilidad máxima de 5.39. Vale la pena mencionar que la evidencia experimental indica que los contravientos desadheridos son capaces de desarrollar ductilidades locales de 10 y aún mayores (Black et al. 2002).

Tabla 5.1 Ductilidad de Contravientos mas Demandados

Nivel	Contraviento	F_y Ton	F_{max} Ton	d_y m	d_{max} m	μ
1	2	376	--	0.0052	--	1
2	6	376	383	0.0054	0.0165	3.06
3	10	376	388	0.0054	0.0230	4.12
4	14	376	390	0.0058	0.0270	4.40
5	18	295	312	0.0050	0.0265	5.10
6	22	295	313	0.0050	0.0275	5.39
7	26	295	313	0.0048	0.0280	5.37
8	30	295	313	0.0048	0.0270	5.24
9	34	295	313	0.0048	0.0265	5.23
10	38	295	313	0.0048	0.0245	4.70



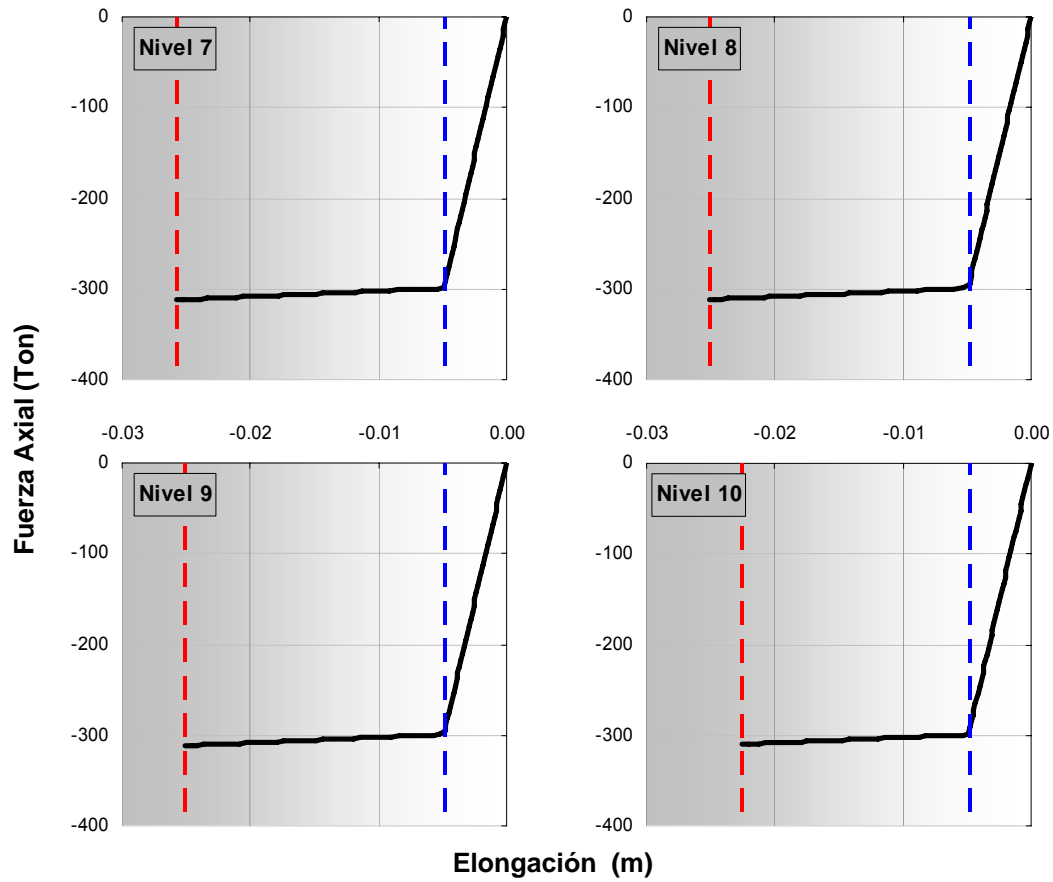


Figura 5.10 Curva Fuerza vs. Deformación de Contravientos Nivel 1 a 10

6 DESEMPEÑO SÍSMICO

Conforme lo sugiere la Figura 6.1, se llevó a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso para evaluar el desempeño sísmico del edificio contraventeado. Para ello se contemplaron los acelerogramas considerados en las Tablas 4.1 y 4.2. El modelo de análisis no lineal del edificio consideró un porcentaje de amortiguamiento crítico de 2% para el estado límite de servicio, y de 5% para el estado límite de seguridad. Se utilizó amortiguamiento viscoso a través de una matriz de amortiguamiento de Rayleigh, asignando el porcentaje de amortiguamiento crítico de interés a los dos primeros modos del edificio. El desempeño sísmico del edificio se evalúa a partir de las demandas máximas de desplazamiento de azotea y distorsión para cada estado límite bajo consideración. Además, para el estado límite de seguridad se incluyen las demandas máximas de rotación plástica en los elementos estructurales de los marcos, y las demandas de ductilidad locales de los contravientos.

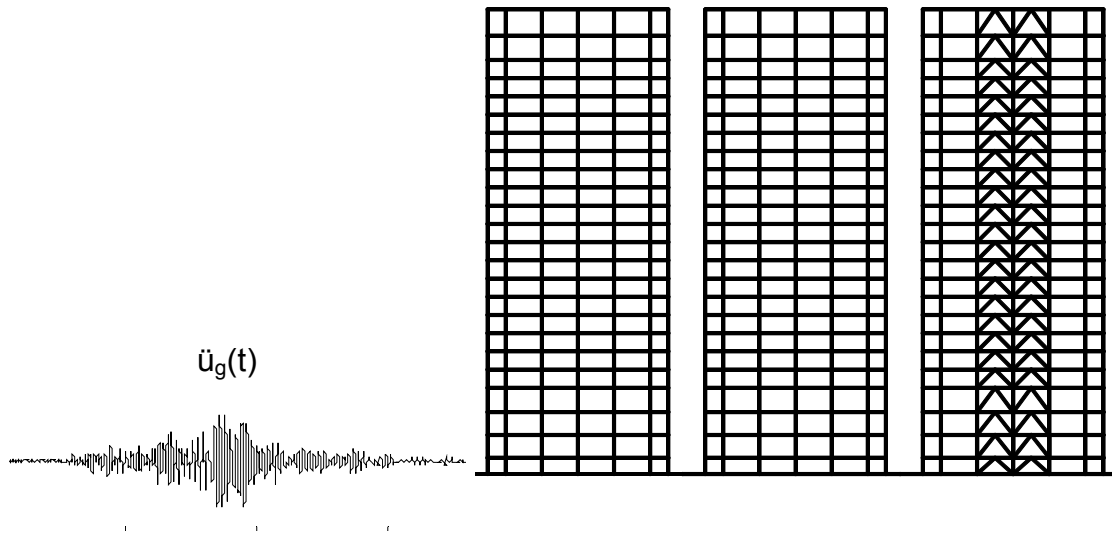


Figura 6.1 Modelo de Edificio para Análisis Dinámico Paso a Paso.

6.1 Estado Límite de Servicio

Las Figuras 6.2 y 6.3 muestran, para cada uno de los acelerogramas bajo consideración de la Tabla 4.1, las envolventes de desplazamiento lateral y distorsión de entrepiso, respectivamente. Se incluye además la media más una desviación estándar (σ) de las envolventes. Las Tablas 6.1 y 6.2 reportan las demandas máximas de desplazamiento lateral y de distorsión, respectivamente, para el estado límite de servicio.

En cuanto a las demandas de desplazamiento de azotea, los análisis dinámicos no lineales estiman un valor medio + σ de 27 cm, que es ligeramente menor que el umbral de diseño de 30 cm considerado para el estado límite de servicio. El valor medio + σ de la distorsión es de 0.0031, que es similar al umbral de diseño. Note que las demandas máximas de deformación lateral, obtenidas para el sismo denotado Ser5 exceden los umbrales de diseño.

En cuanto al desempeño estructural, el mapeo de fluencias en los elementos estructurales de los marcos y de los contravientos indican que los sistemas gravitacionales y de contraventeo permanecieron elásticos, lo que es consistente con el planteamiento de diseño para el edificio de 24 pisos.

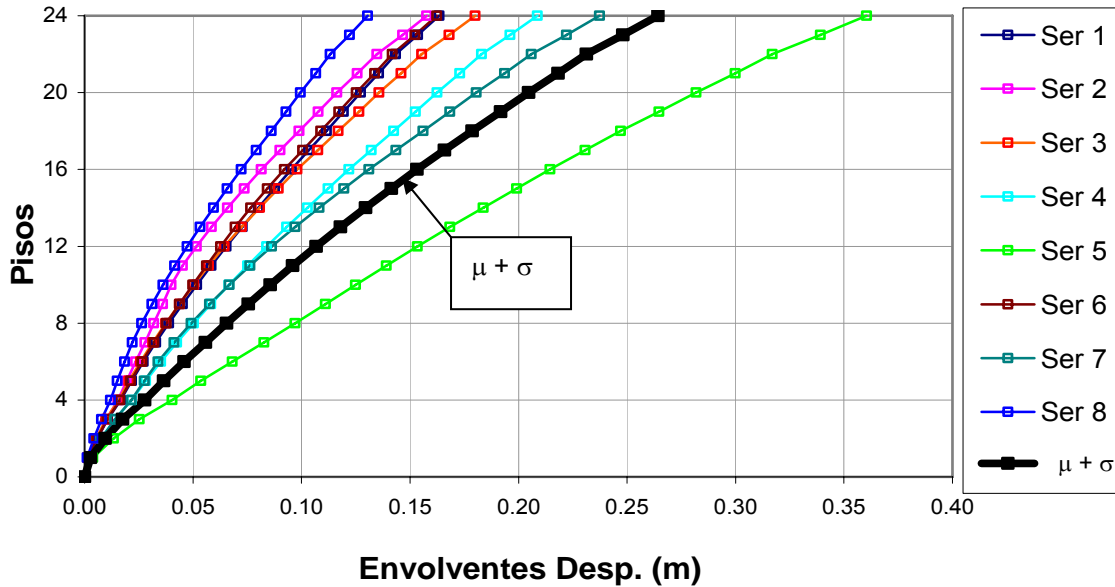


Figura 6.2 Envolvente de desplazamientos laterales, Estado límite de servicio

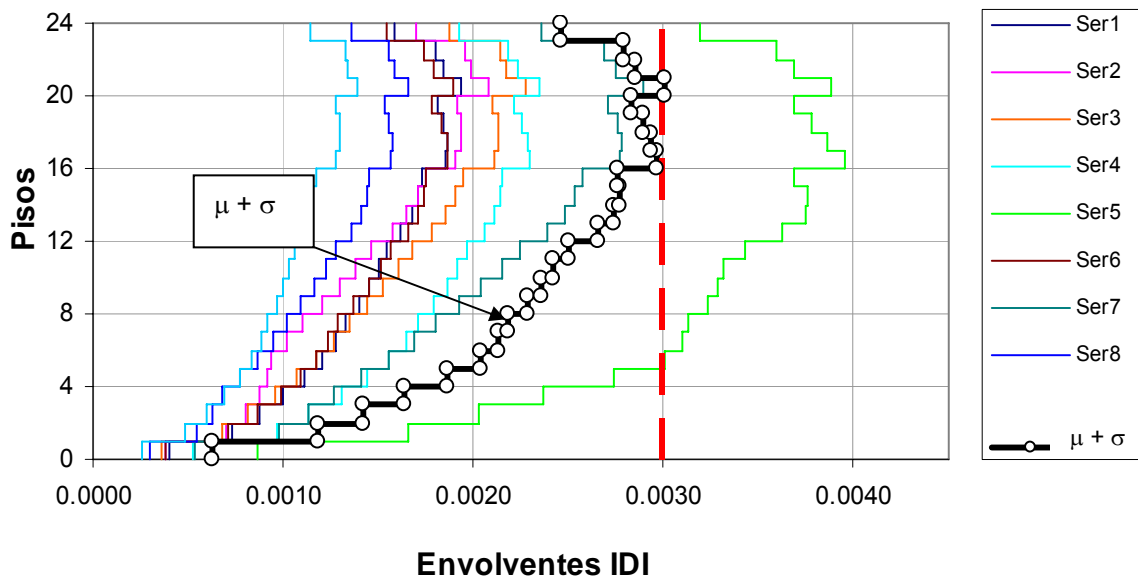


Figura 6.3 Envolvente de distorsiones, Estado límite de servicio

Tabla 6.1 Desplazamientos Máximos. Sismos Estado Límite de Servicio

Sismo	$\delta_{\text{azotea max}}$
Ser1	0.16
Ser2	0.16
Ser3	0.18
Ser4	0.21
Ser5	0.36
Ser6	0.16
Ser7	0.24
Ser8	0.13
μ	0.20
σ	0.07
$\mu + \sigma$	0.27

Tabla 6.2 Distorsiones Máximas. Sismos Estado Límite de Servicio

Sismo	Piso	IDI_{max}
Ser1	4	0.0019
Ser2	4	0.0021
Ser3	5	0.0023
Ser4	6	0.0023
Ser5	7	0.0040
Ser6	8	0.0019
Ser7	9	0.0029
Ser8	10	0.0017
$\mu + \sigma$	4	0.0031

6.2 Estado Límite de Seguridad

Las Figuras 6.4 y 6.5 muestran, para cada uno de los acelerogramas bajo consideración de la Tabla 4.2, las envolventes de desplazamiento lateral y distorsión de entrepiso, respectivamente. Se incluye además la media más una desviación estándar (σ) de las envolventes. Las Tablas 6.3 y 6.4 reportan las demandas máximas de desplazamiento lateral y de distorsión, respectivamente, para el estado límite de seguridad.

En cuanto a las demandas de desplazamiento de azotea, los análisis dinámicos no lineales estiman un valor medio + σ de 70 cm, que es ligeramente menor que el umbral de diseño de 80 cm considerado para el estado límite de seguridad. El valor medio + σ de la distorsión es de 0.0091, que es ligeramente menor que el umbral de diseño de 0.0093.

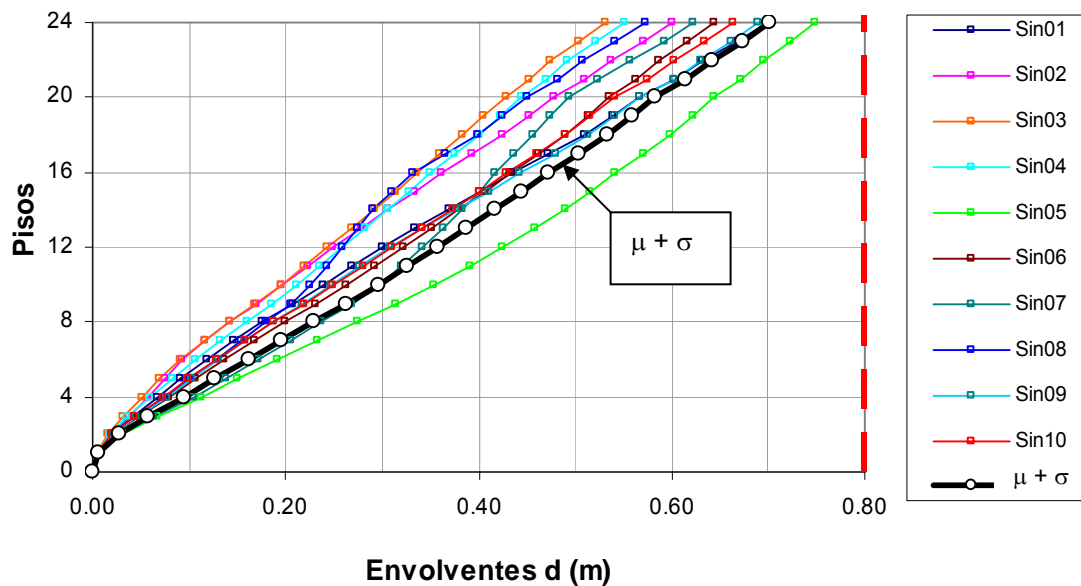


Figura 6.4 Desplazamientos Máximos de Entrepiso. Sismos de Seguridad

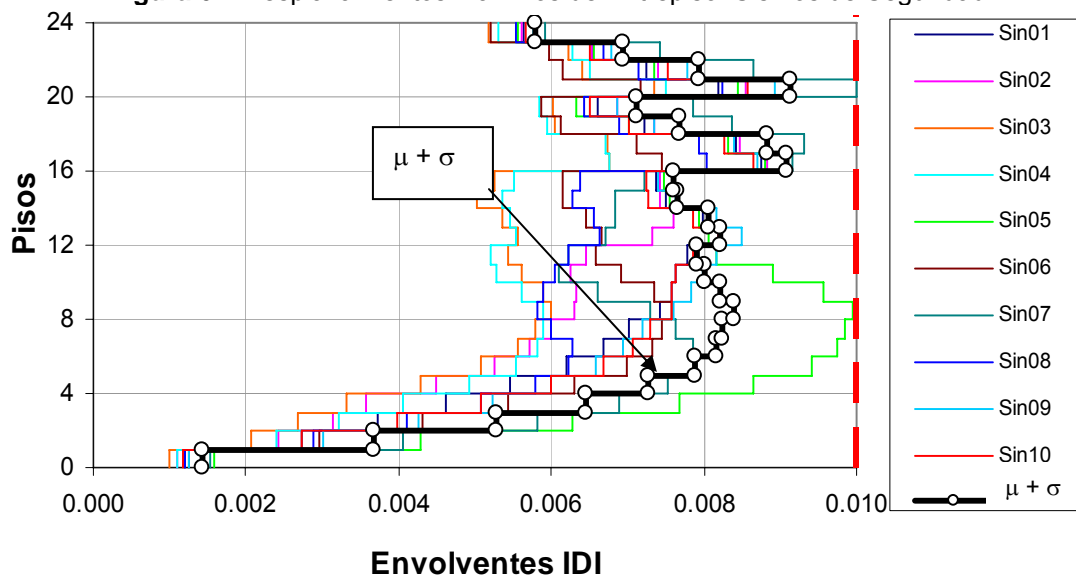


Figura 6.5 Distorsiones Máximas de Entrepiso. Sismos de Seguridad

Note que las demandas máximas de distorsión exceden el umbral de diseño en pocos casos y por poco margen. En buena medida, la distribución relativamente uniforme en altura de las distorsiones de entrepiso indica un buen dimensionado de contravientos y columnas de soporte, lo que a su vez parece avalar la pertinencia de las suposiciones sugeridas para el prediseño local de la edificación.

Tabla 6.3 Desplazamientos Máximos. Sismos Estado Límite de Seguridad

Sismo	$\delta_{\text{azotea max}}$
Sin01	0.70
Sin02	0.60
Sin03	0.53
Sin04	0.55
Sin05	0.75
Sin06	0.64
Sin07	0.62
Sin08	0.57
Sin09	0.69
Sin10	0.66
<hr/>	
μ	0.63
σ	0.07
$\mu + \sigma$	0.70

Tabla 6.4 Distorsiones Máximas. Sismos Estado Límite de Seguridad

Sismo	Piso	IDI_{max}
Sin01	17	0.0088
Sin02	17	0.0088
Sin03	21	0.0073
Sin04	21	0.0075
Sin05	9	0.0099
Sin06	9	0.0076
Sin07	21	0.0100
Sin08	21	0.0082
Sin09	21	0.0089
Sin10	21	0.0086
<hr/>		
$\mu + \sigma$	21	0.0091

La Figura 6.6 superpone a la curva cortante basal contra desplazamiento de azotea de la edificación contraventeada, las demandas y umbrales de desplazamiento de azotea. En ella se refleja esquemáticamente el desempeño esperado de la estructura para los dos estados límite bajo consideración. Note que las demandas máximas para ambos estados límite se encuentran muy cercanas a sus umbrales de diseño, lo que indica que la metodología propuesta ha dado lugar a una solución adecuada y eficiente desde el punto de vista estructural.

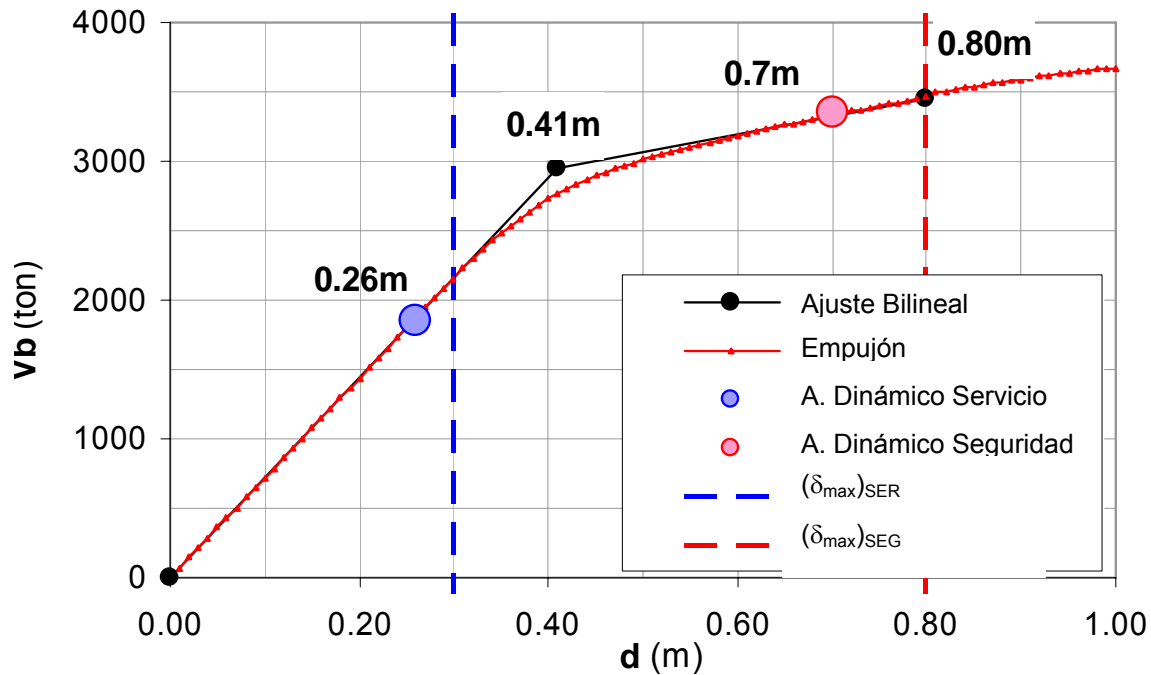


Figura 6.6 Desplazamientos Máximos de Azotea en A. Dinámico vs. Curva A. *Estático No Lineal*

En cuanto al desempeño estructural, el mapeo de fluencias en los elementos estructurales de los marcos y de los contravientos indican que los sistemas gravitacionales y de contraventeo permanecieron elásticos, lo que es consistente con el planteamiento de diseño para el edificio de 24 pisos, sólo presentándose algunas fluencias en los contravientos en sismo *Ser5*.

En la figura 6.7 y 6.8 se muestran la envolvente de articulaciones plásticas que se forman en el edificio con los sismos sintéticos Sin05 y Sin07 respectivamente, que fueron los sismo donde se tuvieron las máximas distorsiones (ver figura 6.4). Las articulaciones que aparecen en azul son articulaciones con una rotación menor a $\theta=0.005$ que no representa daño. Las vigas que tienen rotaciones mayores a $\theta=0.005$ (puntos rojos) son en su mayoría vigas adyacentes al marco que soporta los contravientos. Esto es debido a que la componente de flexión le induce momentos mayores a las vigas y que aumenta la demanda conforme aumenta la altura.

También se ve que existió una gran plasticidad de los contravientos pues fluyeron todos a excepción de 2 contravientos en la planta baja y dos en el nivel superior. Esto último es congruente con la figura 6.5 donde se tiene una distribución de distorsiones bastante uniforme en la altura.

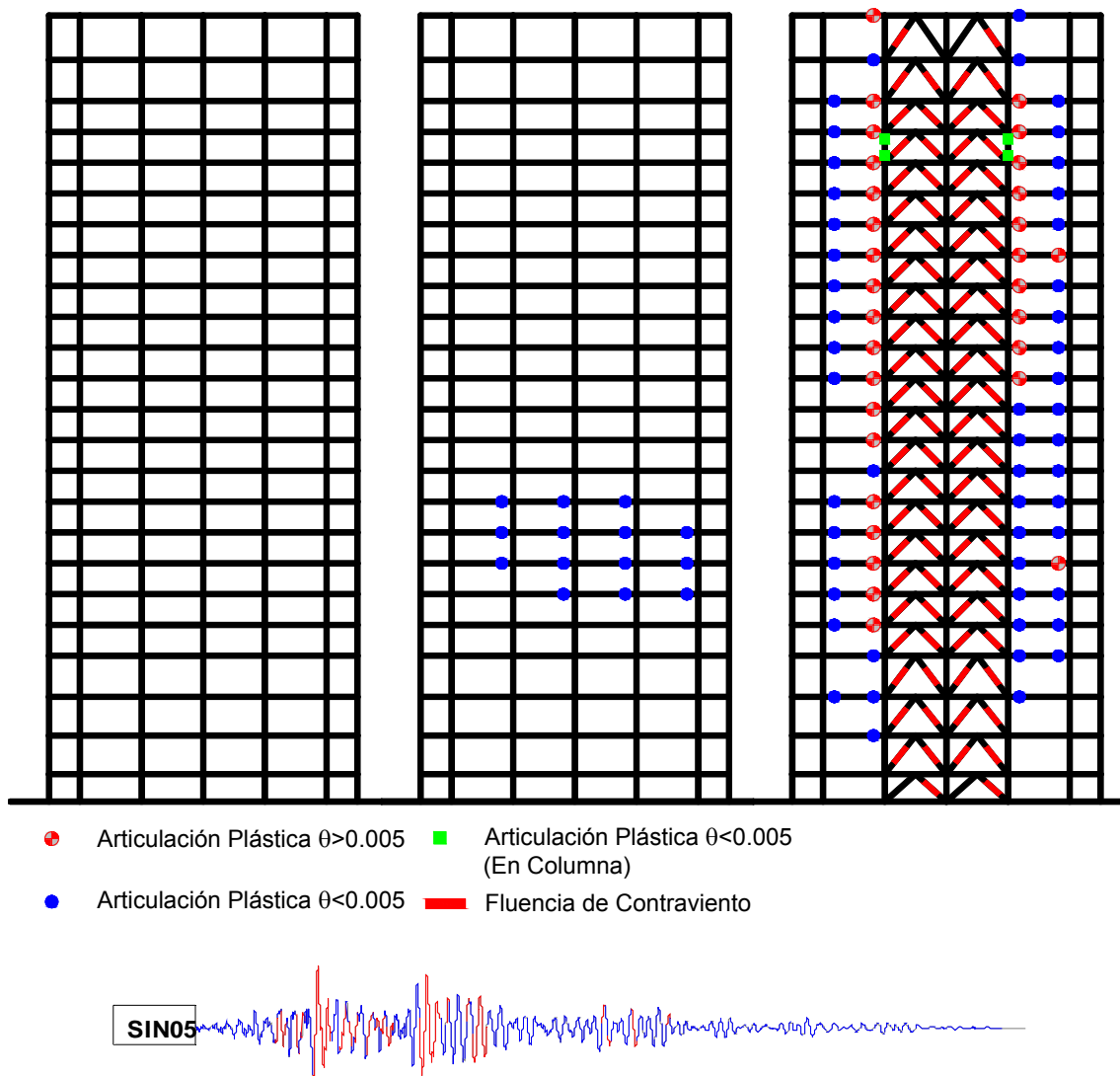


Figura 6.7 Envolvente Articulaciones Plásticas. Sismo Sin05

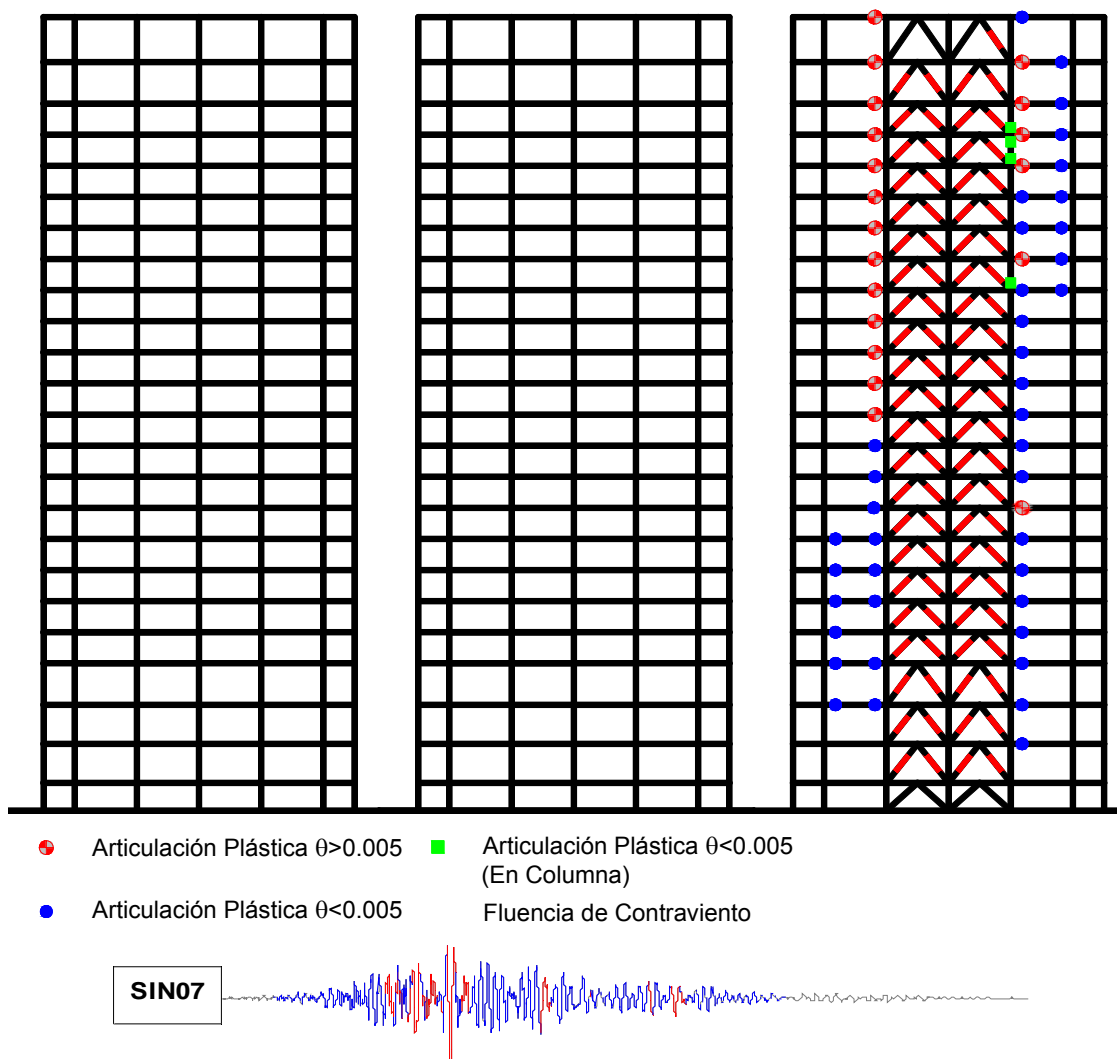


Figura 6.8 Envolvente Articulaciones Plásticas. Sismo Sin07

Se calcularon las rotaciones plásticas para todos los sismos y para cada extremo de viga se calculó la media más una desviación estándar de las rotaciones máximas de cada sismo. En la figura 6.9 se muestran las articulaciones cuyos valores de la media más una desviación estándar de las rotaciones exceden el valor de $\theta = 0.005$ (No se muestran los marcos de los ejes 1-7 y 2-6 pues en estos no se excedieron los valores de rotación mencionados). Aquí es más evidente que la deformación a flexión del edificio es la que causa el daño en las vigas adyacentes a las crujías contraventeadas.

También podemos notar de la tabla 6.5 que la demanda de rotación en las vigas aumenta con la altura, al igual que lo hace la deformación axial acumulada de las columnas del sistema de contravientos debido a la deformación a flexión.

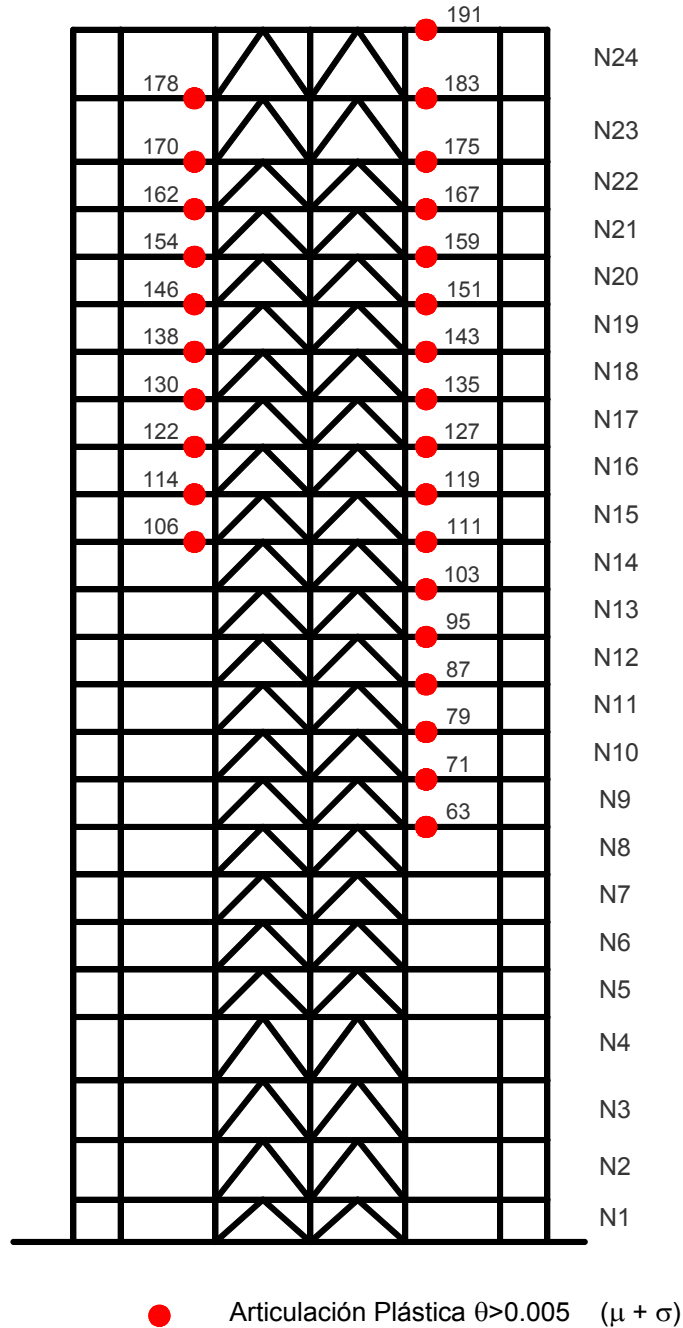
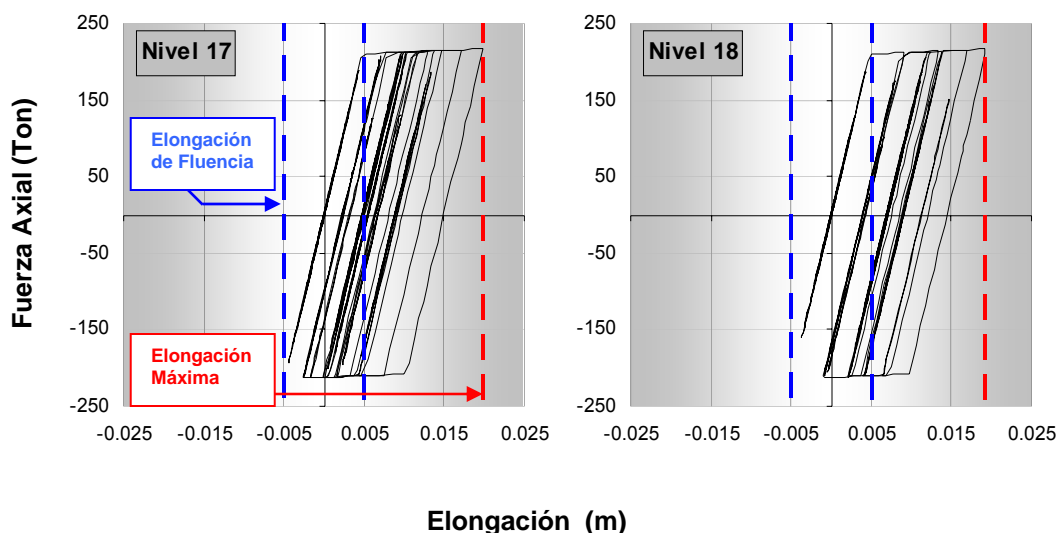


Figura 6.9 Envolvente Articulaciones Plásticas, $\theta > 0.005$. Sismos Seguridad

Tabla 6.5 Rotaciones Mayores a $\theta=0.005$

Nivel	Viga	Nudo	$\theta_{\mu+\sigma}$ (rad)	Viga	Nudo	$\theta_{\mu+\sigma}$ (rad)
8	--	--	--	63	i	0.0053
9	--	--	--	71	i	0.0059
10	--	--	--	79	i	0.0063
11	--	--	--	87	i	0.0067
12	--	--	--	95	i	0.0076
13	--	--	--	103	i	0.0088
14	106	j	0.0053	111	i	0.0087
15	114	j	0.0057	119	i	0.0086
16	122	j	0.0067	127	i	0.0099
17	130	j	0.0053	135	i	0.0127
18	138	j	0.0085	143	i	0.0110
19	146	j	0.0075	151	i	0.0093
20	154	j	0.0085	159	i	0.0106
21	162	j	0.0094	167	i	0.0128
22	170	j	0.0073	175	i	0.0091
23	178	j	0.0067	183	i	0.0079
24	--	--	--	191	i	0.0055

En la figura 6.10 se muestran los diagramas de histéresis en el sismo Sin07 de los contravientos de los niveles 17 a 24 (uno por nivel) donde se presentaron las distorsiones mayores (ver figura 6.5). En la tabla 6.6 se muestran los valores de la ductilidad desarrollada por esos contravientos.



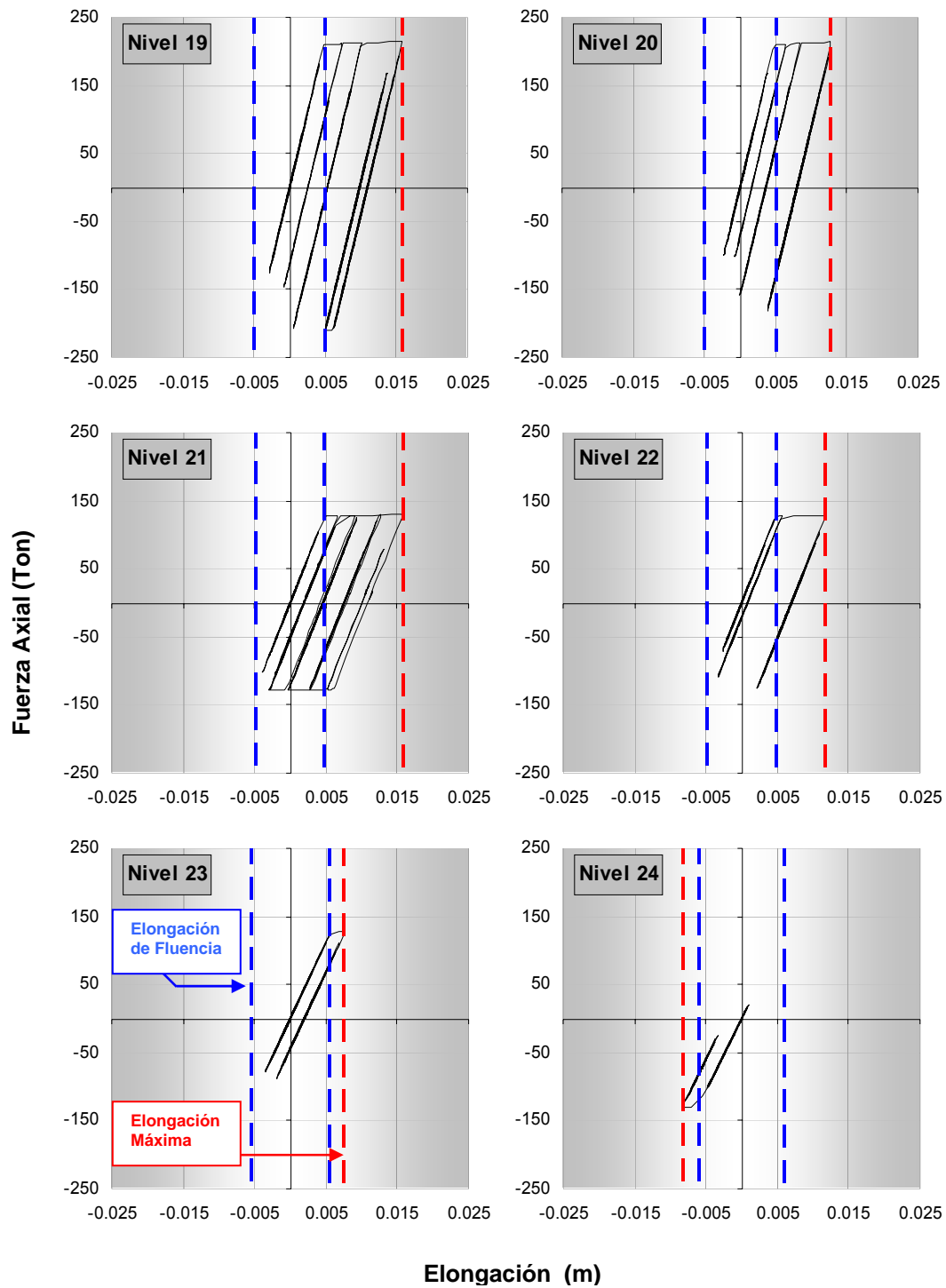
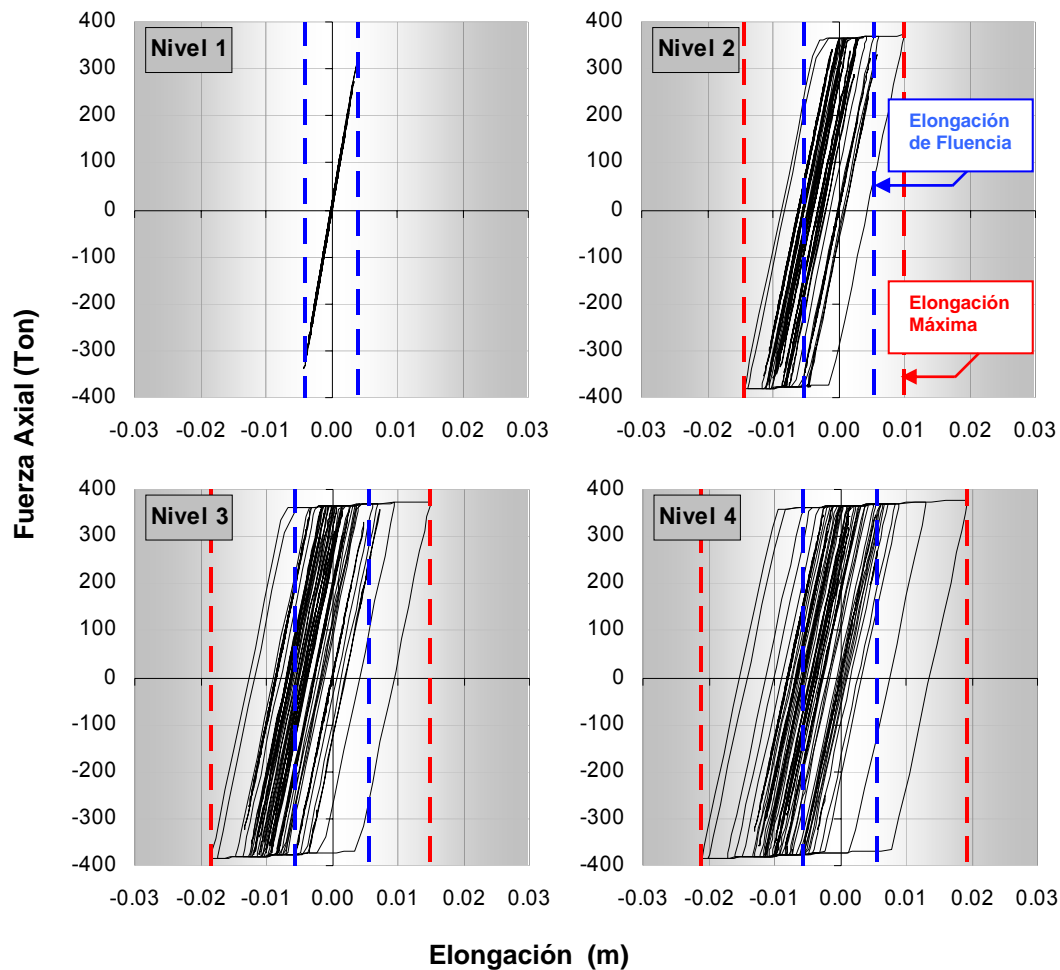


Figura 6.10 Histéresis Contravientos Nivel 17 a 24 Sismo Sin07

Tabla 6.6 Ductilidad Máxima en Contravientos Nivel 17 a 24 Sismo Sin07

Nivel	Contraviento	Ductilidad (+)	Ductilidad (-)	Ductilidad (max)
17	67	1.00	3.98	3.98
18	71	1.00	3.85	3.85
19	75	1.00	3.17	3.17
20	79	1.00	2.55	2.55
21	83	1.00	3.28	3.28
22	87	1.00	2.44	2.44
23	91	1.00	1.36	1.36
24	96	1.38	1.00	1.38

En la figura 6.11 se muestran los diagramas de histéresis en el sismo Sin05 de los contravientos del nivel 1 al 10 (uno por nivel) donde se presentaron distorsiones más grandes (ver figura 6.5). En la tabla 6.7 se muestran los valores de la ductilidad desarrollada por los contravientos en ese sismo.



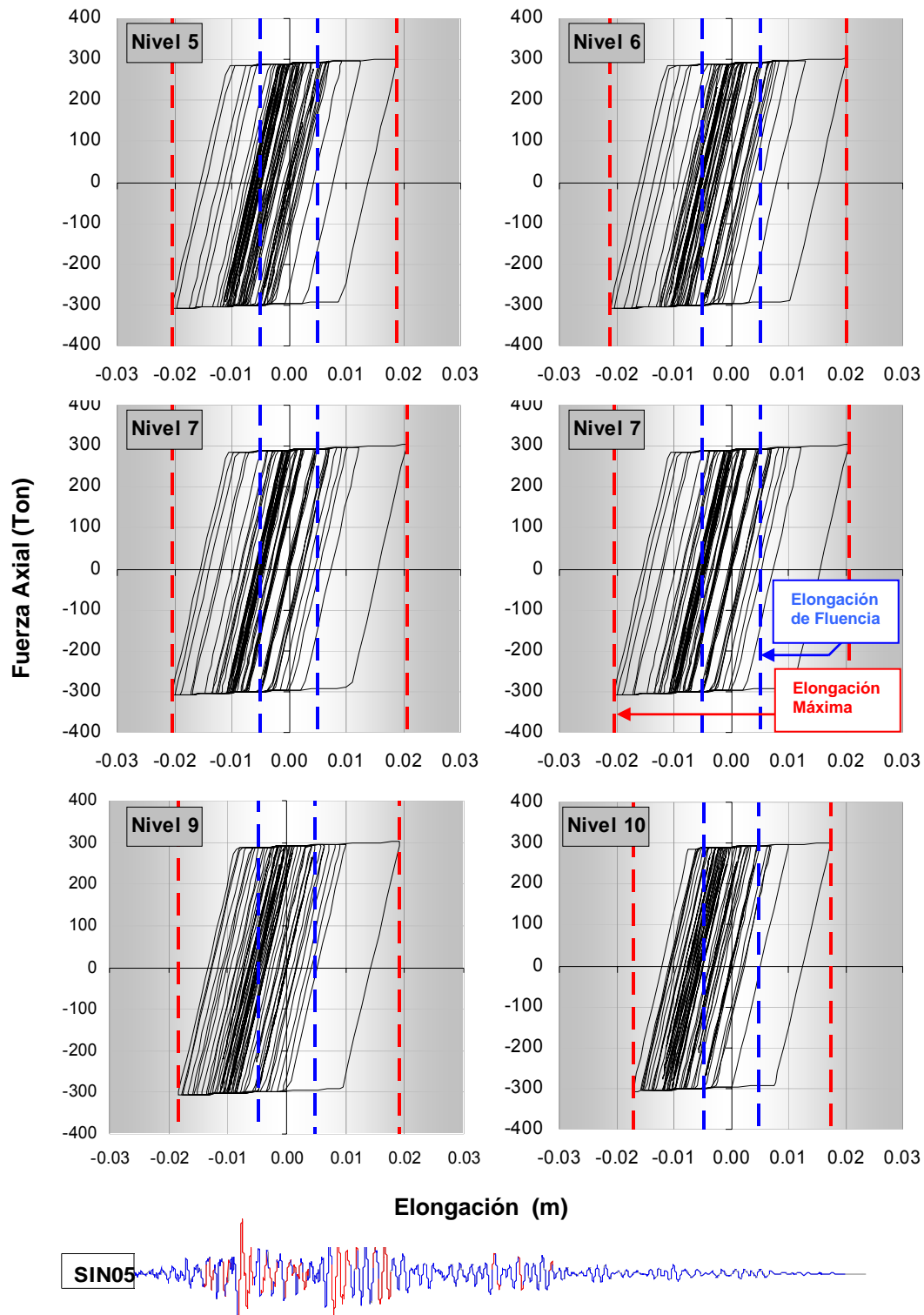


Figura 6.11 Histéresis Contravientos Nivel 1 a 10 Sismo Sin05

Tabla 6.7 Ductilidad Máxima en Contravientos Nivel 1 a 10 Sismo Sin05

Nivel	Contraviento	Ductilidad (+)	Ductilidad (-)	Ductilidad (max)
1	1	1.00	1.00	1.00
2	5	2.71	1.87	2.71
3	9	3.23	2.62	3.23
4	13	3.70	3.40	3.70
5	17	4.10	3.75	4.10
6	21	4.22	4.02	4.22
7	25	4.09	4.12	4.12
8	29	3.78	4.00	4.00
9	33	3.83	3.97	3.97
10	37	3.57	3.62	3.62

Se calculó la máxima elongación tanto negativo como positiva que desarrollaron los contravientos en todos los sismos y con base en los valores máximos se calculó la media más una desviación estándar de la ductilidad que desarrollan los contravientos en los diez sismos sintéticos.

En la figura 6.12 se muestran los contravientos que fluyeron en por lo menos un sismo sintético aunque en todos los sismos la fluencia de los contravientos fue casi general. En la tabla 6.8 se muestran las ductilidades máximas. Solo se muestra el valor de un contraviento por nivel siendo el mostrado el que desarrolló una ductilidad mayor en el entrepiso.

Tabla 6.8 Ductilidad Máxima de Contravientos. Sismos E. L. Seguridad.

Nivel	Contraviento	d_y (m)	d_u (+) ($\mu + \sigma$)	d_u (-) ($\mu + \sigma$)	Ductilidad (max) ($\mu + \sigma$)
1	1	0.0046	0.0035	0.0044	0.96
2	5	0.0057	0.0073	0.0152	2.67
3	9	0.0057	0.0119	0.0193	3.39
4	13	0.0059	0.0165	0.0222	3.76
5	17	0.0050	0.0169	0.0218	4.34
6	21	0.0050	0.0286	0.0231	5.70
7	28	0.0050	0.0193	0.0236	4.70
8	32	0.0050	0.0198	0.0236	4.70
9	36	0.0049	0.0197	0.0243	4.96
10	40	0.0049	0.0193	0.0239	4.88
11	44	0.0049	0.0187	0.0230	4.69
12	48	0.0049	0.0185	0.0226	4.61
13	52	0.0049	0.0190	0.0243	4.96
14	55	0.0049	0.0184	0.0233	3.76
15	60	0.0049	0.0166	0.0215	4.39

Nivel	Contraviento	d_y (m)	$d_u (+)$ ($\mu + \sigma$)	$d_u (-)$ ($\mu + \sigma$)	Ductilidad (max) ($\mu + \sigma$)
16	64	0.0049	0.0162	0.0203	4.14
17	68	0.0049	0.0193	0.0252	5.14
18	72	0.0049	0.0176	0.0236	4.82
19	76	0.0049	0.0133	0.0191	3.90
20	80	0.0049	0.0106	0.0173	3.53
21	84	0.0049	0.0135	0.0259	5.29
22	88	0.0049	0.0100	0.0190	3.88
23	92	0.0054	0.0067	0.0164	3.04
24	96	0.0056	0.0055	0.0086	1.54

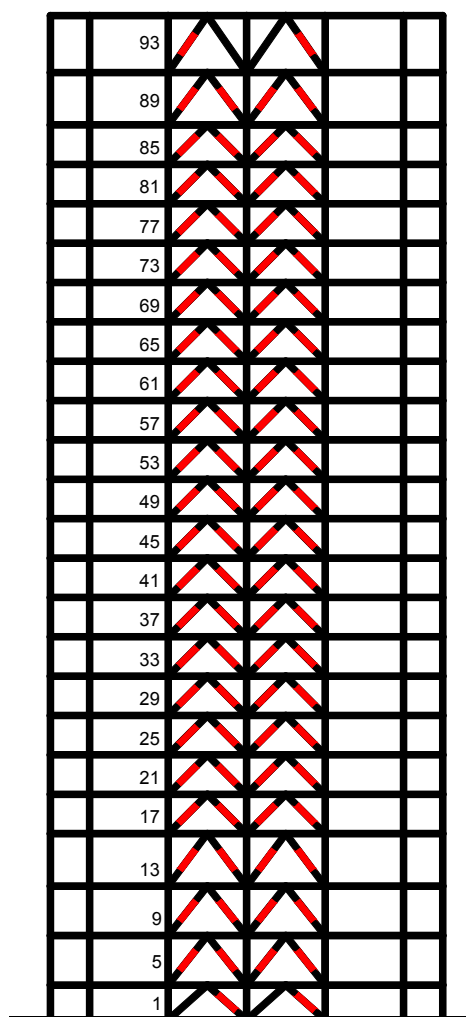


Figura 6.12 Contravientos que Fluyen en Sismos E. L. Seguridad.

Las ductilidades que desarrollaron los contravientos en los sismos sintéticos muestran valores similares a los que se obtuvieron en el análisis estático no lineal. Es importante destacar que estos valores de ductilidad máxima (5.7 en el dinámico y 5.39 en el estático) son muy similares a los valores de ductilidad de entrepiso esperada establecida en la etapa de prediseño ($0.008/0.0015=5.3$.) y que corresponde al cociente de la distorsión a corte para el estado límite de servicio y la correspondiente al estado límite de seguridad. También es importante mencionar que los contravientos desadheridos probados experimentalmente pueden alcanzar ductilidades superiores a estos valores.

7 CONCLUSIONES Y FUTUROS TRABAJOS

Pruebas experimentales realizadas en contravientos desadheridos han demostrado su estabilidad ante carga axial reversible. Esto es de gran importancia para la absorción y disipación de las altas demandas de energía esperadas en las estructuras de mediana altura (entre 15 y 25 pisos) ubicadas en la Zona del Lago de la Ciudad de México.

Esta tesis propone una metodología de diseño relativamente simple y basada en el control del desplazamiento lateral, para el diseño por desempeño de un sistema de contravientos desadheridos y el sistema gravitacional que lo recibe. Dentro del esquema de la metodología, las áreas de contravientos y columnas de soporte requeridas por rigidez deben determinarse en función de dos parámetros globales: el periodo fundamental de vibración del edificio y la relación entre los umbrales de desplazamientos de azotea asociados a los comportamientos globales a corte y flexión. Con estos parámetros se establecen los periodos de diseño asociados a los comportamientos globales a corte y flexión necesarios para controlar el desplazamiento lateral en la edificación. Este permite a su vez controlar el daño en los sistemas gravitacional, de contraventeo y no estructural, evitar el choque con estructuras adyacentes, y minimizar los efectos de inestabilidad y las molestias a los ocupantes durante eventos sísmicos de diferente intensidad.

El sistema de contravientos debe ser capaz de permanecer elástico durante eventos sísmicos de intensidad asociada al estado límite de servicio y de disipar una gran cantidad de energía durante sismos de intensidad asociada al estado límite de seguridad. En cuanto al sistema de soporte de los contravientos, columnas y vigas deben permanecer sin daño durante eventos sísmicos de servicio y de seguridad, de tal manera que aporten estabilidad al sistema de contraventeo en su rango plástico de comportamiento. El sistema gravitacional debe permanecer en operación inmediata independientemente de la intensidad de la excitación sísmica, de tal manera que se minimicen los costos de reparación.

La aplicación de la metodología propuesta a un edificio de 24 niveles ha dado lugar a un diseño adecuado, y a una estructura que es capaz de satisfacer razonablemente los objetivos de diseño planteados para los estados límite de servicio y de seguridad. En particular, los sistemas gravitacional, de contraventeo y no estructural permanecen sin daño cuando se les sujeta a la acción de movimientos del terreno asociados al estado límite de servicio.

En cuanto a seguridad de vida, el daño estructural se concentró en el sistema de contravientos y se distribuyó de manera bastante uniforme en altura. Las ductilidades locales alcanzadas por los contravientos fueron de magnitudes que no exceden las que soportan los contravientos restringidos contra pandeo en pruebas experimentales. Los valores de ductilidad calculados en el análisis se asemejan mucho al valor de ductilidad de entrepiso establecido en la etapa de prediseño y que sirvió para determinar la ductilidad del sistema de contravientos usada en los espectros del estado límite de seguridad.

El comportamiento plástico en el sistema de soporte de los contravientos se limitó a rotaciones plásticas de muy baja amplitud en algunas columnas. El daño en el sistema gravitacional se concentró en las vigas adyacentes a los marcos contraventeados debido a la incompatibilidad de deformaciones a flexión entre el núcleo contraventeado y el sistema gravitacional. Dado que la metodología propuesta no puede contemplar dicha incompatibilidad por considerar como independientes a los sistemas de contraventeo y gravitacional, se recomienda articular ambos extremos de las vigas adyacentes al sistema de contraventeo para controlar su nivel de daño estructural, esto sin afectar la resistencia lateral de la estructura.

La distribución y ubicación de los contravientos es muy importante para la respuesta del sistema estructural integrado (contravientos y marcos gravitacionales). En el caso particular del edificio diseñado en esta tesis, es importante resaltar que la distorsión del marco contraventeado está compuesta por una componente a flexión y otra a corte, mientras que en las crujías adyacentes sin contravientos y en los marcos sin contravientos, la deformación se da en su mayoría a corte.

La configuración usada en esta tesis para el sistema de contraventeo se basa en aquella definida por un despacho de cálculo estructural que resolvió el sistema estructural del edificio de 24 pisos mediante un núcleo sismorresistente fabricado con contravientos tradicionales. La selección de otra configuración, por ejemplo un tubo exterior contraventeado, hubiese hecho posible que la distribución de distorsión a corte y flexión fuera la misma en todos los marcos, contraventeados o no.

Algunos puntos a considerar para futuros trabajos de investigación sobre contravientos desadheridos en México son:

- A) Diseño de conexiones. Establecer criterios de diseño para la conexión del contraviento con el sistema de soporte, su análisis y detallado, para garantizar un comportamiento estable durante la fluencia del núcleo del contraviento;
- B) Costos. Comparar los costos asociados a proyectos similares resueltos con contravientos tradicionales y desadheridos;
- C) Confiabilidad Estructural. Comparar la confiabilidad estructural asociada a proyectos similares resueltos con contravientos tradicionales y desadheridos.

ANEXOS

Anexo 1, Deducción de Ecuaciones de Rigidez Equivalente de Contravientos y Esfuerzo de Fluencia

Para el modelado de la rigidez del contraviento como para el cálculo del esfuerzo de fluencia del contraviento se debe tomar en cuenta que la longitud real del contraviento es menor a la longitud total entre nudos en el modelo debido al ancho de vigas y columnas a las que se conecta. Además debemos considerar que la conexión se diseña para que sea mucho más rígida y resistente que la zona de fluencia del contraviento.

Para fines prácticos se supone que la relación de la longitud de la zona de fluencia del contraviento y de la longitud total del la barra que modela al contraviento es de 0.5 y que a cada extremo se tiene un tramo de $0.25L$ que es 3 veces mas rígido que la zona central. (Ver figura 2.12). Además suponemos que la configuración del contraviento siempre será tal que la inclinación será cercana a 45° .

La suma de las rigideces del contraviento, resortes en serie:

$$\frac{1}{K_{EQ}} = \frac{1}{K_{Fluye}} + \frac{2}{K_{NoFluye}}$$

La rigidez total del contraviento es:

$$K_{EQ} = \frac{K_{Fluye} K_{NoFluye}}{K_{NoFluye} + 2K_{Fluye}}$$

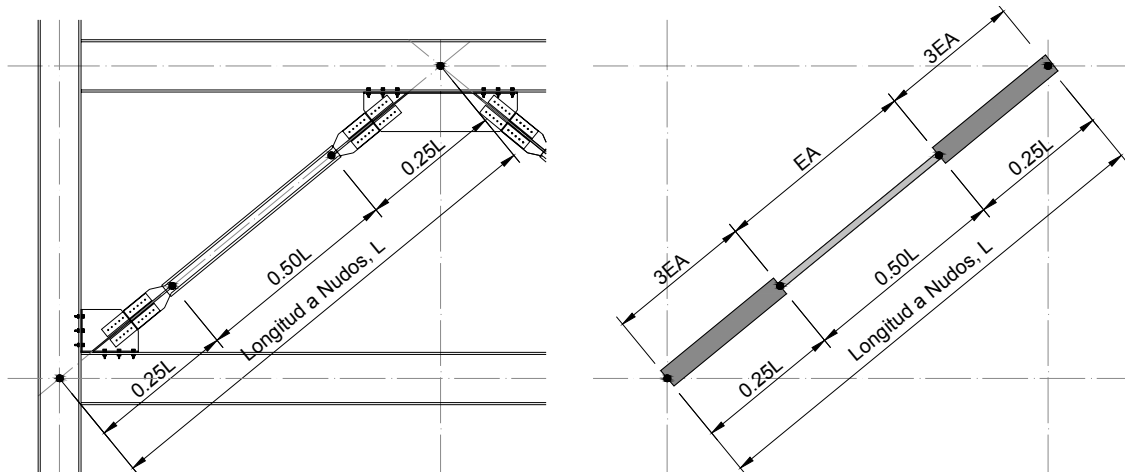


Figura A.1.1 Longitud de Contraviento entre nudos y longitud de Zona de Fluencia

La relación de esfuerzos en el núcleo entre el esfuerzo en los extremos y debido a que se supuso que el área (rigidez) en los extremos es tres veces la del núcleo es:

$$\eta = \frac{F/A_{extremo}}{F/A_{nucleo}} \frac{FA_{nucleo}}{FA_{extremo}} = \frac{1}{3}$$

La relación entre la Longitud total y la longitud que fluye es:

$$\gamma = \frac{0.5L}{L} = 0.5$$

La elongación en el tramo central, la zona que fluye, debido a una carga axial F es:

$$\delta_{Nucleo} = \frac{F}{K_{Nucleo}} = \frac{F}{\frac{EA}{\gamma L}} = \frac{F\gamma L}{EA}$$

La elongación en los dos tramos extremos, la zona que no fluye, debido a una carga axial F es:

$$\delta_{Extremo} = \frac{F}{K_{Extremo}} = \frac{F}{\frac{EA}{(1-\gamma)L\eta}} = \frac{F(1-\gamma)L\eta}{EA}$$

La rigidez total del contraviento es:

$$K_{Ecuivalente} = \frac{F}{\delta_{Nucleo} + \delta_{Extremo}} = \frac{F}{\frac{F(1-\gamma)L\eta}{EA} + \frac{F\gamma L}{EA}} =$$

$$K_{Ecuivalente} = \frac{EA}{[\gamma + (1-\gamma)\eta]L}$$

Sustituyendo γ y η :

$$K_{EQ} = \frac{EA}{L[0.5 + \eta(1-0.5)]} = 1.5 \frac{EA}{L}$$

Por lo tanto el área de contravientos calculada en el prediseño se multiplicará por 1.5 para usar en el modelo no lineal.

$$A_{EQ}^i = 1.5A^i$$

La distorsión a la cual se presenta la fluencia del núcleo del contraviento será (ver figura A.1.2):

$$(DE)_y = \frac{\Delta_y}{H}$$

Donde:

$$\Delta_y = \frac{(2\delta + \delta_y)}{\cos \theta}$$

$$H = L \sin \theta$$

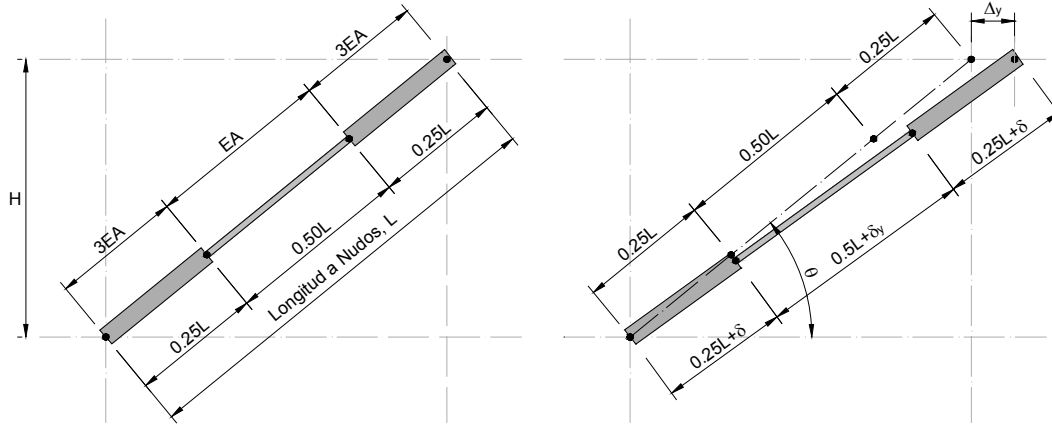


Figura A.1.2 Desplazamiento de Fluencia, Δ_y

Sustituyendo Δ_y y H y dejando en función de η y γ .

$$(DE)_y = \frac{\Delta_y}{H} = \frac{f_{ys}}{E} \left[\frac{\gamma + \eta(1 - \gamma)}{\sin \theta \cos \theta} \right]$$

Despejando el esfuerzo de fluencia y sustituyendo γ y η :

$$(f_{cv})_y = \frac{3}{4} (DE)_y E$$

El esfuerzo de Fluencia equivalente que deberá ser usado en el modelo no lineal se dividirá entre 1.5 dado que se está usando un área equivalente 1.5 veces la real.

$$(f_{cv})_{yEQ} = \frac{(f_{cv})_y}{1.5}$$

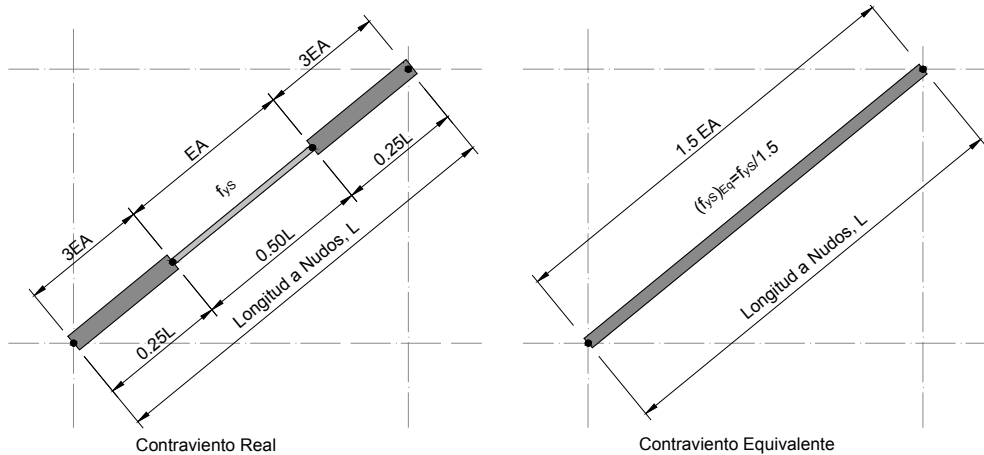


Figura A.1.3 Contraviento Equivalente

Anexo 2, Deducción de Ecuaciones para T_s y T_B

Conocidos los desplazamientos de diseño δ_{COR} y δ_{FLX} y el periodo Total de Diseño T_T :

Podemos expresar el desplazamiento en función de la fuerza y la rigidez con:

$$\delta = \frac{F}{K}$$

Y el desplazamiento a corte y a flexión como:

$$\delta_{COR} = \frac{F}{K_{COR}}, \quad \delta_{FLX} = \frac{F}{K_{FLX}}$$

Si para el sistema en serie de contravientos y columnas (ver Figura 2.12) la fuerza F que actúa en ambos sistemas es la misma, entonces podemos encontrar una relación entre los desplazamientos y su rigidez relativa con:

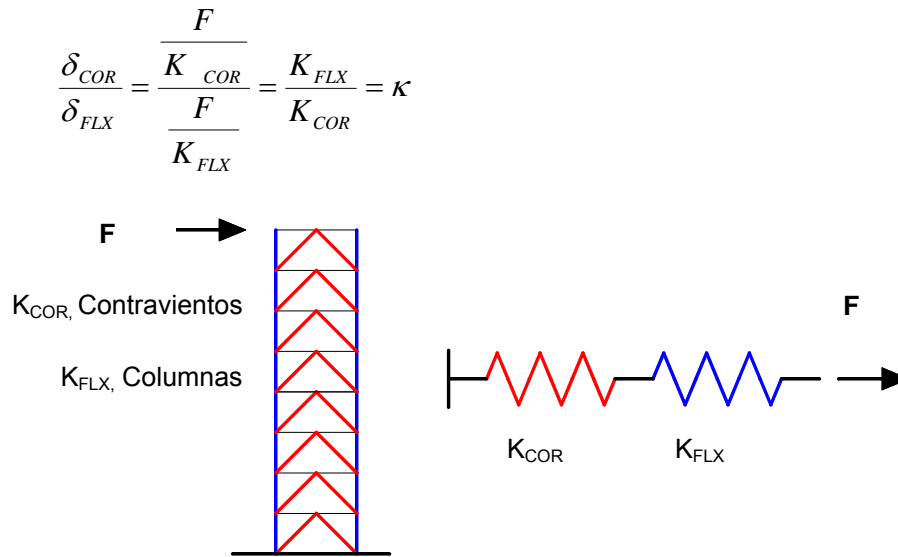


Figura A.2.1 Sistema en Serie

La Rigidez Total de un sistema en serie se puede expresar como:

$$\frac{1}{K_T} = \frac{1}{K_{COR}} + \frac{1}{K_{FLX}}$$

Podemos encontrar las relaciones de Rigidez, K_T/K_{COR} y K_T/K_{FLX}

$$\frac{1}{K_T} = \frac{1}{K_{COR}} + \frac{1}{\kappa K_{COR}} = \frac{\kappa + 1}{\kappa K_{COR}}, \quad K_T = \frac{\kappa K_{COR}}{1 + \kappa}, \quad \frac{K_T}{K_{COR}} = \frac{\kappa}{1 + \kappa}$$

$$\frac{1}{K_T} = \frac{\kappa}{K_{FLX}} + \frac{1}{K_{FLX}} = \frac{\kappa + 1}{K_{FLX}}, \quad K_T = \frac{K_{FLX}}{1 + \kappa}, \quad \frac{K_T}{K_{FLX}} = \frac{1}{1 + \kappa}$$

La rigidez Total, a Corte y a Flexión, en función del periodo es:

$$K_T = 4\pi^2 \frac{m}{T_T^2}, \quad K_{COR} = 4\pi^2 \frac{m}{T_{COR}^2}, \quad K_{FLX} = 4\pi^2 \frac{m}{T_{FLX}^2}$$

Sustituyendo y despejando T_S

$$\frac{K_T}{K_{COR}} = \frac{\kappa}{1 + \kappa} = \frac{4\pi^2 \frac{m}{T_T^2}}{4\pi^2 \frac{m}{T_{COR}^2}} = \frac{T_{COR}^2}{T_T^2}, \quad T_{COR} = \sqrt{\frac{\kappa T_T^2}{1 + \kappa}}$$

Sustituyendo y despejando T_B

$$\frac{K_T}{K_{FLX}} = \frac{1}{1 + \kappa} = \frac{4\pi^2 \frac{m}{T_T^2}}{4\pi^2 \frac{m}{T_{FLX}^2}} = \frac{T_{FLX}^2}{T_T^2}, \quad T_{FLX} = \sqrt{\frac{T_T^2}{1 + \kappa}}$$

Finalmente sustituyendo κ :

$$T_{COR} = \sqrt{\frac{\frac{\delta_{COR}}{\delta_{FLX}} T_T^2}{1 + \frac{\delta_{COR}}{\delta_{FLX}}}}, \quad T_{COR} = \frac{T_T}{\sqrt{1 + \frac{\delta_{FLX}}{\delta_{COR}}}}$$

$$T_{FLX} = \sqrt{\frac{T_T^2}{1 + \frac{\delta_{COR}}{\delta_{FLX}}}}, \quad T_{FLX} = \frac{T_T}{\sqrt{1 + \frac{\delta_{COR}}{\delta_{FLX}}}}$$

Dado que el periodo es una propiedad elástica de una estructura, el desplazamiento usado debe ser el máximo desplazamiento elástico de diseño. Por esta razón en el estado límite de seguridad se usa δ_{COR}/μ en el cálculo de los periodos.

Anexo 3, Deducción de Ecuaciones para A_{CV} y A_{COL}

Si conocemos el periodo de una estructura asociado a unas áreas de Columnas o Contravientos, $T_{INICIAL}$, y necesitamos conocer las áreas necesarias para obtener un periodo objetivo T_{OBJ} , podemos obtener un factor de corrección que al multiplicar las áreas iniciales se obtenga un sistema con $T_{objetivo}$ suponiendo que las masas en ambos sistema se mantiene constante. Esta suposición es razonable dado que la mayor parte de la masa en un edificio se concentra en la losa y en los elementos no estructurales.

Si consideramos para dos sistemas de diferente rigidez, $K_{INICIAL}$ y K_{OBJ} , y con igual masa, M , podemos relacionar la rigidez de los dos sistemas en función de sus periodos.

$$T_{INICIAL} = \sqrt{\frac{K_{INICIAL}}{M}} \quad T_{OBJ} = \sqrt{\frac{K_{OBJ}}{M}}$$

Despejando las masas de ambos sistemas e igualando los términos:

$$M = \frac{K_{INICIAL}}{(T_{INICIAL})^2} \quad M = \frac{K_{OBJ}}{(T_{OBJ})^2}$$

$$\frac{K_{objetivo}}{(T_{objetivo})^2} = \frac{K_{INICIAL}}{(T_{INICIAL})^2}$$

Despejando la rigidez objetivo

$$K_{OBJ} = \frac{K_{INICIAL}(T_{OBJ})^2}{(T_{INICIAL})^2}$$

Debido a que hay una relación lineal entre la rigidez a flexión, o corte, y las áreas transversales de columnas, o contravientos propuestas en la base, podemos relacionar la rigidez objetivo con las áreas transversales en la forma:

$$K_{OBJ} = \frac{K_{INICIAL}(T_{OBJ})^2}{(T_{INICIAL})^2} = \frac{A_{INICIAL}K(T_{OBJ})^2}{(T_{INICIAL})^2} = A_{OBJ}K$$

$$A_{OBJ}K = A_{INICIAL}K\left(\frac{T_{OBJ}}{T_{INICIAL}}\right)^2$$

K Rigidez lateral del sistema normalizada al área en la base.

Finalmente y como la matriz K es igual en ambos lados de la ecuación, despejando el área objetivo tenemos:

$$A_{OBJ} = A_{INICIAL}\left(\frac{T_{OBJ}}{T_{INICIAL}}\right)^2$$

Y dejando en términos de Áreas de Columnas y Contravientos

$$\text{Corrección de Áreas de Contravientos} \quad A_{CV} = (A_{CV})_{INICIAL}\left(\frac{(T_{CV})_{INICIAL}}{T_{CV}}\right)^2$$

$$\text{Corrección de Áreas de Columnas} \quad A_{COL} = (A_{COL})_{INICIAL}\left(\frac{(T_{COL})_{INICIAL}}{T_{COL}}\right)^2$$

BIBLIOGRAFÍA

1. American Institute of Steel Construction (1999), **"Load and Resistance Factor Design"**, Third Edition, 1999
2. Bertero V, J Anderson, H Krawinkler, (1994) UCB/EERC-94/09 **"Performance of Steel Building Structures During the Northridge Earthquake,"** August 1994, PB95-112025(A10).
3. Bertero V, J Anderson, H Krawinkler, E Miranda, (1991), **"Design Guidelines for Ductility and Drift Limits"** report No. UCB/EERC-91/15 July 1991, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California at Berkeley.
4. Black, Cameron, Makris N, I Aiken, (2002), **"Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Unbounded Braces"** Final Report to Nippon Steel Corporation, Tokyo, Japan, PEER Report 2002/08 PEER College of Engineering, University of California, Berkeley
5. Black R.G., W.A. Wenger and E.P. Popov, (1980) UCB/EERC-80/40 **"Inelastic Buckling of Steel Struts Under Cyclic Load Reversal,"** October 1980(PB81 154 312)A08
6. Bruneau, Michael, C M Uang, A Whittaker, (1998) **"Ductile Design of Steel Structures"**, First Edition, McGraw Hill, 1998
7. Chopra, Anil K. (2001) **"Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering"**, Second Edition, Prentice Hall, 2001
8. Comité de la Base Nacional de Datos de Sismos Fuertes (2007), **"Base Mexicana de Sismos Fuertes"**, <http://www.unam.mx/db/spanish/bmsf.html>
9. Giunco, Victor, F M Mazzolani, (2002) **"Ductility of Seismic Resistance Steel Structures"**, First Edition, Spon Press
10. Kohrs-Sansorny, Carine, F Courboux, M Bour, A Deschamps (2005), **"A two stage Method for Ground-Motion Simulation Using Stochastic Summation of small Earthquakes"** Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 95, No. 4, pp 1387-1400 august 2005.
11. Miranda E, (2001), **"Estimation of Inelastic Deformation Demands of SDOF Systems"** Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 9, September 2001. ASCE.
12. Miranda E, C Reyes, (2002), **"Approximate Lateral Drift Demands in Multistory Buildings with Non uniform Stiffness"** Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 7, July 1, 2002. ASCE.
13. NERHP **"Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings"** (1997) (FEMA Publication 273) (1997), October 1997
14. NTC-EM (2004), **"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas"** (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, 6 Octubre de 2004, <http://www.smie.org.mx/articulos>.

15. Prakash V., Powell G H, Campbell S (1993), "**DRAIN-2DX Base program description and user guide**", Report UCB/SEMM-93/17, University of California at Berkley.
16. Qi X y J P Moehle (1991), "**Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes**" Report No. UCB/EERC-91/02, University of California at Berkeley.
17. Reyes S C (2000), "**El estado límite de Servicio en el diseño Sísmico de Edificios**", Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México.
18. **SAP 2000 Nonlinear** Version 9 Computer and Structures, Inc. Berkeley, California
19. Salmon, Charles G., J E Johnson, (1996) "**Steel Structures, Design and Behavior**", Fourth Edition, Harper Collins
20. SEAOC (1995) "**Performance based seismic engineering of buildings**", Vision 2000 Committee.
21. Terán Gilmore, Amador (2003), "**Diseño por Desempeño: Antecedentes, Conceptos generales y Perspectivas**" VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Cuernavaca, Morelos
22. Terán Gilmore, Amador, Sánchez B A (2003), "**Diseño por Desempeño de Estructuras de Concreto reforzado Ubicadas en la Zona del Lago del Distrito Federal: Ejemplo de Aplicación**" XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo V-11
23. Terán Gilmore, A (2004), "**On the use of spectra to establish damage control in regular frames during global predesign**", Earthquake Spectra, 20(3), 1-26.
24. Terán Gilmore, Amador, N Virto (2006), "**Diseño basado en Desplazamientos de Edificaciones Bajas Rigidizadas con Contravientos Desadheridos**" XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, 2006
25. Terán Gilmore, Amador, Simón R (2006), "**Use of constant cumulative ductility spectra for performance-based design of ductile frames**" VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Artículo VI-02
26. Tremblay R, Bolduc, P, Neville, R y R DeVall (2006), "**Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems**", Canadian Journal of Civil Engineering, 33, 183-198.
27. Trifunac M D y A G Brady (1975), "**A study on the duration of strong earthquake ground motion**", Bulletin of the Seismological Society of America, 65(3), 581-626.
28. Uang CM, Bertero VV. (1999), "**Evaluation of seismic energy in structures**", 19: 77-90. Earthquake Engineering and Structural Dynamics
29. Uang y Nakashima, (2004), "**Earthquake engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering**", Chapter 16th, "Steel Buckling-Restrained Braced Frames"
30. Wada, Huang, Bertero, (2004), "**Earthquake engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering**", Chapter 10th, "Innovative Strategies in Earthquake Engineering"